



Universidad del Desarrollo

Facultad de Ingeniería

**DEMANDA SÍSMICA EN TÚNELES SUPERFICIALES EN
DEPÓSITOS DE SUELO**

POR: CARLOS ALFONSO GUTIÉRREZ VEGA

Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Desarrollo para optar al grado académico de Magíster en Ciencias de la Ingeniería.

PROFESOR GUÍA:

GABRIEL ALFONSO CANDIA AGUSTI

Septiembre 2022
Santiago

©Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra para fines académicos o de investigación, siempre y cuando se incluya la referencia bibliográfica.

*Dedicado a mi madre, gracias
por tu apoyo incondicional.*

AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer en primer lugar a mi profesor guía Gabriel Candia, quien me ha apoyado desde el primer día de ingreso al programa, siempre atento por mi desarrollo integral. Le debo todo lo aprendido en el apasionante mundo de la ingeniería sísmica, por despertar mi interés en la investigación científica y motivarme a proseguir con estudios de postgrado. Gracias por ser siempre un profesional íntegro y apasionado, siempre entregando su apoyo incondicional.

Agradecer a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Desarrollo, al director del programa el profesor Paul Bosch y a su equipo, sin su apoyo no hubiera sido posible cursar el Magister en Ciencias de la ingeniería. Gracias por confiar en mí.

Agradecer el apoyo de mi compañero de equipo de investigación y amigo Luis Felipe Medina, con quien compartí la experiencia de estudiar nuevamente y desarrollar problemas complejos en el mundo de la ingeniería.

Por último, agradecer a mi madre Viviana Vega, por su gran apoyo, cariño y enseñanzas he logrado estar donde estoy hoy.

ABSTRACT

Subway tunnels are critical structures in transportation networks, which can be severely damaged during an earthquake because of collapse or ground deformation. Therefore, a correct evaluation of the seismic demand in surface tunnels in soil deposits is crucial. For this purpose, the current study was organized in two tasks: (i) to characterize the seismic demand of circular tunnels located in a subduction zone environment, and (ii) to develop a predictive model for the horizontal deformations in the tunnel due to ground motions. For the development of the objectives described above, the seismic response of a circular tunnel 6 m in diameter and crown depths of 12 m and 24 m was studied using a detailed finite element model. Both units are located in a dry sand deposit 140 m wide and 60 m deep, modeled using plain strain symmetry. To model the hysteretic behavior of the sand, the PressureDepenMultiYield (PDMY) model was used, considering three relative densities (D_r) for the study of the soil deposit (55%, 65% and 75%).

The numerical models described above were rigorously validated and calibrated based on a surrogate finite element model that models the centrifuge tests conducted by [Lanzano et al., 2012](#). Additionally, for the correct validation of the PDMY model parameters, a cyclic shear test and the response of a 1D soil column in free field were simulated and compared to experimental and numerical results, respectively. A non-linear dynamic analysis of the tunnels was conducted for a suite of 112 ground acceleration records selected and scaled using the Conditional Scenario approach. These simulations allowed to characterize key demand parameters for the tunnel at different hazard levels, including the lining internal forces, lining deformation measures and surface settlements.

Finally, a conditional ground motion model is proposed to determine the peak shear strain (γ_{\max}) on a soil deposit in free field conditions, as a function of soil depth, the fundamental site period, and the peak ground velocity as a measure of ground motion intensity.

RESUMEN

Los túneles de metro son estructuras críticas en las redes de transporte, las cuales pueden resultar gravemente dañadas durante un terremoto producto del colapso o deformaciones del terreno. Por lo cual, una correcta evaluación de la demanda sísmica en túneles superficiales en depósitos de suelo es crucial. Para realizar esta evaluación, la presente investigación se desarrolló considerando dos objetivos principales: (i) caracterizar la demanda sísmica en túneles circulares emplazados en ambientes de subducción y (ii) desarrollar un modelo predictivo para determinar deformaciones horizontales en el túnel. Para alcanzar estos objetivos, se implementó un modelo de elementos finitos para evaluar la respuesta sísmica un túnel circular de hormigón de 6 m de diámetro, a profundidades de clave de 12 m y 24 m. Ambas unidades se encuentran emplazadas en un depósito de arena fina de 140 m de ancho y 60 m de profundidad, modelados por medio de elementos finitos (2D) en el software de código abierto OpenSees®. Para modelar el comportamiento histerético de la arena se utilizó el modelo *PressureDepenMultiYield* (PDMY), considerando tres densidades relativas (D_r) para el estudio del depósito de suelo (55%, 65% y 75%).

Los modelos numéricos anteriormente descritos fueron rigurosamente validados y calibrados en función de un modelo de elementos finitos de prueba que reproduce los ensayos en centrifuga geotécnica estudiados por [Lanzano et al., 2012](#). Adicionalmente, para la correcta validación de los parámetros del modelo PDMY, se realizó una prueba de respuesta de un elemento a corte simple y una prueba de respuesta de una columna de suelo en campo libre. Por otro lado, se evaluó la demanda sísmica considerando que las unidades de estudio se encuentran emplazadas en la ciudad de Santiago de Chile, y la selección de registros de aceleración se realizó por medio de la metodología Conditional Scenario Spectra o CSS ([Abrahamson & Yunatci, 2010](#); [Arteta & Abrahamson, 2019](#)). El desarrollo de esta metodología permitió seleccionar un conjunto de $n_{CSS} = 122$ registros de aceleración con sus correspondientes tasas de excedencia y factores de escala.

Los resultados de los modelos numéricos se presentaron en función de cuatro parámetros de diseño de ingeniería (EDPs) de interés: (i) Cargas axiales máximas (N), momentos flectores en el revestimiento del túnel (M), razones de drift (Δ) y asentamiento sobre el eje central del túnel (δ_z). Posteriormente y por medio de la metodología CSS, se generaron curvas de demanda sísmica (SDHC) considerando tasas de excedencia entre los 10^{-4} y 10^{-1} eventos/año, lo que permitió comprender la influencia de la profundidad del túnel y las densidades de suelo para el diseño de ingeniería de este tipo de estructuras. Finalmente, se propone una ley de atenuación para determinar deformaciones máximas (γ_{max}) de un depósito de suelo en condiciones de campo libre, considerando parámetros clave como la altura del depósito de suelo, su periodo fundamental y la velocidad máxima del suelo ante un evento sísmico.

ACRÓNIMOS Y ABREVIACIONES

En este apartado se listan los términos, variables y parámetros más relevantes de este trabajo y aquellas que por ambigüedad (o semejanza) requieran algún tipo de explicación o diferenciación y que no estén explicadas en detalle en los capítulos correspondientes.

| Acrónimos y Abreviaciones | Descripción |
|---------------------------|--|
| PGA | Aceleración máxima del suelo |
| PGA_{rock} | Aceleración máxima en roca |
| PGV | Velocidad máxima del suelo |
| PGV_{rock} | Velocidad máxima en roca |
| PGD | Desplazamiento máximo del suelo |
| SDHC | Curvas de demanda sísmica |
| EDP | parámetro de demanda ingenieril |
| M_w | Magnitud de momento |
| NATM | Método Austriaco de Construcción de Túneles |
| IM | Medida de intensidad |
| DSHA | Estudio determinístico de amenaza sísmica |
| PSHA | Estudio probabilístico de amenaza sísmica |
| S_a | Pseudo aceleración |
| AI | Intensidad de Arias |
| GMM | Ecuaciones predictivas de movimiento de suelo |
| γ_{max} | Deformaciones de corte máximas en el terreno |
| LBS | Leighton Buzzard Sand |
| D_r | Densidad relativa de suelo |
| IDA | Análisis Dinámico Incremental |
| FEM | Método de elementos finitos |
| FDM | Método de diferencias finitas |
| RRTT | Round Robin Tunnel Test |
| Ds | Estado de daño |
| DI | Índice de daño |
| V_{s30} | Velocidad promedio de ondas de corte |
| UDM | Método de Diseño Uniforme |
| SVM | Máquina de Soporte de vectores |
| PBEE | Diseño Basado en Desempeño |
| λ_{im} | Tasa anual de excedencia de IM |
| T_r | Periodo de retorno ($1/\lambda$) |
| T_n | Periodo fundamental del suelo |
| CSS | Conditional Scenario Spectra |
| PDMY | Pressure Depend Multi Yield |
| CMS | Espectro Medio Condicional |
| UHS | Espectro de Peligro Uniforme |
| MCE | Sismo Máximo creíble |
| OBE | sismo Operacional |
| D12 | Modelo numérico de túnel a 12 m de profundidad |
| D24 | Modelo numérico de túnel a 24 m de profundidad |

TABLA DE CONTENIDOS

| | |
|--|-----------|
| ABSTRACT..... | 5 |
| RESUMEN..... | 6 |
| ACRÓNIMOS Y ABREVIACIONES..... | 7 |
| TABLA DE CONTENIDOS..... | 8 |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | 9 |
| ÍNDICE DE TABLAS..... | 10 |
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 11 |
| 2. ESTADO DEL ARTE..... | 13 |
| 2.1 Casos Historia: Daños Observados en Sismos Pasados..... | 13 |
| 2.2 Metodología Para Evaluar Respuesta Sísmica en Túneles..... | 14 |
| 2.2.1 Definición del Ambiente Sísmico..... | 14 |
| 2.2.2 Evaluación de la Respuesta Sísmica del Suelo..... | 15 |
| 2.2.3 Evaluación de la Respuesta Sísmica del Túnel..... | 16 |
| 2.3 Curvas de Fragilidad, Vulnerabilidad y Riesgo..... | 22 |
| 2.3.1 Índices y Estados de Daño..... | 24 |
| 2.3.2 Generación de Curvas de Fragilidad y Tratamiento de la Incertidumbre..... | 25 |
| 2.3.3 Demanda Sísmica y Estimación del Riesgo..... | 28 |
| 3. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN..... | 31 |
| 3.1 Etapa 1: Estado del Arte..... | 32 |
| 3.2 Etapa 2: Cálculo de la Demanda Sísmica en Túneles Superficiales..... | 32 |
| 3.2.1 Definición de los Modelos Numéricos..... | 32 |
| 3.2.2 Peligro Sísmico y Selección de Acelerogramas..... | 32 |
| 3.2.3 Respuesta Dinámica de los Modelos Numéricos..... | 33 |
| 3.2.4 Evaluación de la Demanda Sísmica..... | 33 |
| 3.3 Etapa 3: Desarrollo de Modelo Predictivo..... | 33 |
| 3.3.1 Formulación de Ecuación Predictiva..... | 33 |
| 4. DEFINICIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS..... | 35 |
| 4.1 Matriz experimental..... | 35 |
| 4.2 Implementación los modelos numéricos..... | 36 |
| 4.3 Validación de los modelos numéricos..... | 40 |
| 5. PELIGRO SÍSMICO Y SELECCIÓN DE AECLEROGRAMAS..... | 42 |
| 5.1 Amenaza Sísmica y Espectros de Diseño..... | 42 |
| 5.2 Selección de registros sísmicos y obtención de tasas de excedencia..... | 43 |
| 6. RESPUESTA DINÁMICA DE LOS MODELOS NUMÉRICOS..... | 47 |

| | |
|--|-----------|
| 7. EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA..... | 51 |
| 8. FORMULACIÓN DE LA ECUACIÓN PREDICTIVA..... | 54 |
| 9. CONCLUSIONES..... | 61 |
| REFERENCIAS..... | 63 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | | |
|-------------|---|----|
| Figura 2.1. | Modos de deformación primarios (a) deformación axial (b) curvatura y (c) ovalación. Adaptado de Owen & Scholl, (1981) | 16 |
| Figura 2.2. | Curvas de riesgo para el incremento de (a) esfuerzo axial, (b) esfuerzo de corte y (c) curvatura del túnel. Figura obtenida de Lyon (2019) | 30 |
| Figura 4.1. | Túnel Pique Maraton, línea 3 metro de Santiago..... | 35 |
| Figura 4.2. | Geometría de modelo numérico D12..... | 37 |
| Figura 4.3. | Geometría de modelo numérico D24..... | 38 |
| Figura 4.4. | Relación tensión- deformación del modelo PDMY..... | 39 |
| Figura 4.5. | Perfiles de variación G/P_a en función de la profundidad para las diferentes densidades relativas (D_r)..... | 39 |
| Figura 4.6. | Ciclos de histéresis de un elemento de suelo sometido a corte simple para diferentes valores de γ_{max} | 41 |
| Figura 4.7. | (a) Curva de degradación de rigidez vs deformación y (b) curva de amortiguamiento vs deformación..... | 41 |
| Figura 4.8. | Espectro de respuesta ($\xi = 5\%$) para el registro sísmico de Kobe (RSN1104) para $PGA_{rock}=0,11$ g (a) y $PGA_{rock}=0,05$ g (b) | 41 |
| Figura 5.1. | (a) Espectros de riesgo uniforme (UHS) y (b) Espectros medios condicionados (CMS)..... | 44 |
| Figura 5.2. | (a) Espectros de respuesta amortiguados al 5% de los registros sísmicos seleccionados y (b) comparación entre curvas de peligro por medio de la metodología CSS (puntos) y el análisis PSHA (líneas continuas)..... | 46 |
| Figura 6.1. | (a) Cargas axiales máximas modelo D12 y (b) Momentos flectores en el revestimiento del túnel modelo D12..... | 49 |
| Figura 6.2. | (a) Cargas axiales máximas modelo D24 y (b) Momentos flectores en el revestimiento del túnel modelo D24..... | 49 |
| Figura 6.3. | Razones de Drift para (a) modelo D12 y (b) modelo D24..... | 50 |
| Figura 6.4. | Asentamiento del túnel para modelo (a) D12 y (b) D24 | 50 |
| Figura 7.1. | Curvas de demanda sísmica para momento flector (a) modelo D12 y (b) modelo D24..... | 52 |
| Figura 7.2. | Curvas de demanda sísmica para razones de drift (a) modelo D12 y (b) modelo D24..... | 52 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Figura 8.1. | Espectros de respuesta amortiguados al 5% de los registros sísmicos seleccionados (a) registros no escalados, y (b) registros escalados a valores de $PGV_{rock} = \{0.03, 0.06, 0.13, 0.28, 0.6\}$ | 55 |
| Figura 8.2. | Variación de las deformaciones máximas (γ_{max}) vs el periodo fundamental (T_n) de los depósitos de suelo evaluados a (a) $PGV_{rock}=0.03$ m/s, y (b) $PGV_{rock}=0.6$ m/s..... | 56 |
| Figura 8.3. | Variación de las deformaciones máximas (γ_{max}) vs PGV (m/s) de los depósitos de suelo para (a) $V_s=200$ m/s, y (b) $V_s=600$ m/s..... | 56 |
| Figura 8.4. | (a) Perfil de deformaciones medias, y (b) desviaciones estándar de los 91 registros de aceleración para un depósito de altura $H=20$ m y periodo $T_n = 0.2$ s..... | 57 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | | |
|------------|--|----|
| Tabla 2.1. | Estudios de recopilación de daño sísmicos en túneles..... | 13 |
| Tabla 2.2. | Curvas de fragilidad numéricas para túneles en suelo..... | 23 |
| Tabla 2.3. | Curvas de fragilidad numéricas para túneles en roca..... | 23 |
| Tabla 2.4. | Estados de daño para la relación de momentos propuesto por Argyroudis et al., (2017) | 24 |
| Tabla 4.1. | Propiedades del hormigón proyectado..... | 36 |
| Tabla 4.2. | Matriz experimental..... | 36 |
| Tabla 4.3. | Parámetros del modelo PDMY para LBS..... | 40 |
| Tabla 7.1. | Resumen de curvas de demanda sísmica para los EDPs seleccionados considerando los periodos de retorno $T_r = 500, 1250$ y 2500 años, para los modelos D12 y D24..... | 53 |
| Tabla 8.1. | Configuraciones de los modelos de depósitos de suelo..... | 55 |
| Tabla 8.2. | Valores del modelo predictivo..... | 58 |
| Tabla 8.3. | Propiedades elásticas del túnel, cálculo de deformación canónica $h_m(z, T_n)$ y desviación estándar $\sigma = g_m(z, T_n)$ | 60 |
| Tabla 8.4. | Momento máximo en el revestimiento asociado a distintos periodos de retorno..... | 60 |

1. INTRODUCCIÓN

Los túneles de metro en depósitos de suelos poco profundos son una componente crítica de las redes de transporte en entornos urbanos, los cuales pueden resultar gravemente dañados durante un terremoto producto del colapso o deformaciones del terreno, lo que conlleva a una pérdida de funcionalidad de la red de metro, pérdidas económicas y consecuencias sociales importantes. En general, los túneles profundos parecen ser más seguros y menos susceptibles al daño sísmico que túneles superficiales; asimismo, los túneles en suelos blandos sufren mayores niveles de daño que los túneles construidos en roca o suelo competente. Sin embargo, la cantidad de estudios de casos que reporten daños en estructuras subterráneas siguen siendo limitada en comparación con estructuras superficiales, lo que dificulta la comparación y validación de modelos numéricos.

Actualmente los estudios de riesgo sísmico para este tipo de estructuras desarrollan curvas de fragilidad, las cuales relacionan alguna medida de intensidad del movimiento sísmico con algún parámetro de respuesta del túnel, generalmente asociado a las fuerzas internas del revestimiento o medidas de distorsión en la sección transversal del túnel. Debido a la falta de casos de estudios documentados, datos de campo fiables y limitaciones en los modelos experimentales, el desarrollo de estas curvas de fragilidad se ha basado en fijar niveles de daño en base al juicio de expertos, sustentados en gran medida por los resultados de modelos numéricos. Sin embargo, es importante destacar que además de estas limitaciones, influyen parámetros como el entorno sísmico, donde es de suma importancia la adecuada selección de registros del movimiento del suelo para los análisis y su consistencia con los niveles de demanda sísmica, haciendo que persistan grandes incertidumbres en la predicción de las variables de decisión asociadas al riesgo. Junto con lo anterior, es importante realizar una correcta selección de medidas de intensidad (eg., PGA, PGV) que sean eficientes y suficientes, tema que aún no está completamente solucionado para estructuras subterráneas.

La presente investigación es parte de las actividades del proyecto FONDECYT N°11180937 “Seismic Risk Mined Tunnels”, cuyo objetivo principal es evaluar el riesgo sísmico en túneles urbanos por medio de modelos numéricos y métodos probabilísticos para incorporar la incertidumbre en los diferentes procesos de los análisis. En relación con el contexto anterior, la investigación a desarrollar en esta tesis consta de dos objetivos principales, el primero consiste en caracterizar la amenaza sísmica en túneles circulares emplazados en ambientes de subducción, con el fin de desarrollar curvas de demanda sísmica (SDHC) para parámetros de demanda (EDPs). Por otro lado, el segundo objetivo consiste en desarrollar una ecuación predictiva sustentada en los resultados dinámicos estudiados en este proyecto, los cuales permitan determinar la respuesta del momento máximo en el túnel. Para realizar los objetivos anteriores, se estudiará la respuesta sísmica de dos túneles circulares de metro, construidos en un depósito de suelo poco profundo de densidad media, implementado en un modelo de elementos finitos en 2D, junto a un enfoque de diseño por desempeño para caracterizar la respuesta específica del sitio, utilizando una metodología innovadora para seleccionar y escalar los registros sísmicos

que se usarán en el análisis numérico, denominada Conditional Scenario Spectra ([Arteta & Abrahamson 2019](#)).

Las unidades de estudio corresponden a un túnel de hormigón proyectado de doble vía, de 6 m de diámetro y profundidad de 12 m y 24 m, los cuales serán sometidos a diversos movimientos del suelo de la zona de subducción chilena. Las configuraciones de los túneles seleccionadas en este estudio son comúnmente ocupadas para el diseño en túneles de metros urbanos construidos en márgenes de subducción (ej. América del Sur, México y el noroeste del Pacífico).

La calibración de los modelos numéricos estudiados se ha validado utilizando un modelo de elementos finitos sustituto ([Lyon et al., 2022](#)), el cual simula los ensayos centrifuga realizados por [Lanzano et al. 2012](#) para un túnel de 6 m de diámetro construido en una arena; adicionalmente, como parte de la validación del modelo constitutivo, se simuló la respuesta en campo libre para una columna de suelo y se comparó su respuesta con un modelo lineal equivalente. Posteriormente, estos modelos numéricos fueron utilizados para evaluar la demanda sísmica dado un conjunto de registros sísmicos provenientes de ambientes de subducción.

Este trabajo se organiza en nueve capítulos, los que incluyen una extensa revisión bibliográfica de la literatura sobre casos historia y enfoques actuales de la evaluación de la demanda sísmica en túneles (Capítulo 2), objetivos y metodología de investigación (Capítulo 3), definición de los modelos numéricos (Capítulo 4), peligro sísmico y selección de acelerogramas (Capítulo 5), respuesta dinámica de los modelos numéricos (Capítulo 6), evaluación de la demanda sísmica (Capítulo 7), formulación de la ecuación predictiva (Capítulo 8), resumen y conclusiones (Capítulo 9).

2. ESTADO DEL ARTE

2.1 Casos Historia: Daños Observados en Sismos Pasados

En la literatura existen diversos autores que han documentado los daños ocurridos en túneles producto de los movimientos sísmicos más importantes. Si bien, es entendible que las estructuras subterráneas tengan un mejor desempeño que las estructuras en superficie, terremotos recientes han provocado niveles de daños considerables para este tipo de construcciones. En la Tabla (2.1) se realiza una breve mención de los autores que elaboraron bases de datos de daños para diferentes tipos de túneles, concluyendo que los túneles profundos parecen ser más seguros y menos vulnerables a los terremotos que los túneles más superficiales y se puede esperar que las instalaciones subterráneas construidas en suelo sufran más daños en comparación con los túneles construidos en roca competente (Hashash et al., 2001).

Tabla 2.1. Estudios de recopilación de daño sísmicos en túneles.

| Autores | Registro |
|-------------------------|---|
| Duke & Leeds (1959) | Documentaron de uno de los primeros trabajos proveniente de los terremotos de San Francisco (1906), Tokio (1923) y Tanna (1923 y 1930). |
| ASCE (1974) | Generan la primera base de datos sísmicos en túneles a causa del terremoto de San Fernando (1971). |
| Stevens (1977) | Recopiló estudios de los efectos de los terremotos en caída y estallidos de roca en minas subterráneas, donde gran parte de la información proviene de testigos. |
| Dowding & Rozen (1978) | Documentaron 71 casos de daños producidos en diferentes estructuras subterráneas como túneles viales y ferroviarios en distintos tipos de suelo. |
| Owen & Scholl (1981) | Extienden el número de observaciones a 127 casos de daños provenientes de los terremotos de San Francisco (1906) y San Fernando (1971). |
| Sharma & Judd (1991) | Recopilaron información en 192 túneles proveniente de 85 eventos sísmicos de distintas partes del mundo. Donde 94 casos presentaron daños entre moderados y significativos. |
| Asakura & Sato (1996) | Recopilaron información del daño sufrido por 111 túneles de montaña en Japón por el terremoto de Hyogoken-Nambu (1995). De los cuales, 30 túneles se vieron afectados. |
| Power et al., (1998) | Desarrollaron una base de datos de 217 casos con los sismos de Kobe (1995) y Northridge (1994). |
| Wang et al., (2001) | Desarrollan una evaluación sistemática de daños en 57 túneles de montaña durante el terremoto de Chi-Chi Taiwan (1999). De los cuales, 49 resultaron dañados. |
| Yashiro & Kojima (2007) | Recopilan información de los terremotos más importantes ocurridos en Japón desde 1923 hasta el año 2004. |

Dentro de los eventos sísmicos que han causado los daños más importantes en túneles, destaca el terremoto Mw.7.9 de Kanto Japón (1923), donde se dañaron más de 93 túneles cercanos al área de ruptura y 25 de ellos necesitaron reforzamiento, lo que produjo una interrupción del servicio de dos meses (Yashiro & Kojima 2007). Luego, el terremoto de Northridge (M_w 6.7) ocurrido en Estados Unidos el año 1994, causó graves daños en los túneles de Oakland-Alameda, sufriendo agrietamientos debido a la licuación de las arenas circundantes (Hashash et al., 2001). Por otro lado, el terremoto de Kobe (M_w 6.9) ocurrido en Japón el año 1995, provocó daños severos a más de cien túneles de la red de metro y sistemas viales, siendo la estación de metro Daikai la que sufrió un colapso catastrófico

debido al exceso de deformaciones laterales inducidas por el terreno circundante, provocando el colapso de más de la mitad de las columnas centrales de la estación y un asentamiento en superficie de más de 2.5 metros (Huo et al, 2005; Iida et al., 1996). Posteriormente en Turquía, el terremoto Koceali-Izmit (M_w 7.4) ocurrido el 17 de agosto de 1999 no provocó daños en los túneles gemelos de Bolú, construidos por el método NATM. Sin embargo, tres meses después, el terremoto de Düzce (M_w 7.2) provocó el colapso de un tramo de más de 400 m de uno de los túneles, el cual se encontraba fundado en arcillas a una profundidad de 100-250m y aún en etapa de construcción (Amberg & Russo 2001; Dalgic 2002; Kontoe et al., 2008; O' Rourke et al., 2001). En casos más recientes, el terremoto de Niigataken-Chuetsu (M_w 6.8) ocurrido en Japón el año 2004, provocó una serie de daños en los túneles del metro Jyoetsu Shinkansen y Jyoetsu, desde fisuras menores hasta falla por compresión y desprendimiento del recubrimiento. Cinco de estos túneles necesitaron reforzamiento, con tiempos promedio de reparación de 65 días en cada estación (Yashiro et al., 2007). Por otro lado, el terremoto de Wenchuan (M_w 7.9) ocurrido en China el año 2008, provocó importantes daños en túneles de montaña incluido el túnel de Longxi. En contraposición, el terremoto de Loma Prieta (M_w 6.9) ocurrido en California el año 1989, no causó daños en los túneles de metro del BART (Bay Area Rapid Transit), manteniéndose operativos las 24 hrs (Schiff & Holzer., 1998).

En el contexto local, los grandes terremotos ocurridos en la última década (Maule M_w 8.8, Iquique M_w 8.4, Illapel M_w 8.3), no provocaron daños en estructuras subterráneas, incluyendo los túneles de la red de metro en Santiago y Valparaíso construidos con el método austriaco NATM y el método de la bóveda auto-portante.

2.2 Metodología Para Evaluar Respuesta Sísmica en Túneles

Actualmente los enfoques de diseño sísmico para túneles contemplan tres etapas fundamentales: (i) definición del ambiente sísmico, (ii) evaluación de la respuesta sísmica del suelo y (iii) evaluación de la respuesta del túnel debido a la deformación del suelo (Hashash et al., 2001); una explicación breve de los alcances de cada etapa se presenta a continuación.

2.2.1. Definición del Ambiente Sísmico

El objetivo del diseño sísmico es diseñar estructuras que resistan un evento sísmico determinado, con niveles de daño que no excedan criterios de desempeño predefinidos. Para estructuras subterráneas, el diseño sísmico se realiza generalmente para dos niveles de intensidad del movimiento, definiéndose un sismo de servicio o de operación el cual considera los eventos sísmicos con una alta probabilidad de ocurrencia, en este caso, la estructura debería mantener la operatividad durante y después del sismo, sin sufrir daños estructurales. Asimismo, las estructuras subterráneas se diseñan para no colapsar durante un terremoto excepcionalmente severo, pese a que los daños estructurales sean significativos. Comúnmente, se denomina a este sismo de diseño “sismo máximo creíble” o “sismo máximo capaz”, lo cual está asociado a una baja probabilidad de ocurrencia

durante la vida útil de la estructura. Los niveles de sollicitación sísmica para estos sismos de diseño se describen en términos de las medidas de intensidad del movimiento del suelo o IM (Intensity Measures) y se obtienen por medio de un estudio de amenaza sísmica.

En la actualidad predominan dos enfoques para realizar el estudio de amenaza sísmica, el primero considera un enfoque determinístico (DSHA), en el cual se desarrolla un conjunto de escenarios sísmicos basados en la sismicidad histórica de la zona, identificando parámetros como la geometría de las fuentes sísmicas, distancias al plano de rotura y deslizamientos de fuentes sísmicas más relevantes (Reiter 1990). Para cada escenario, los parámetros de intensidad del movimiento del suelo (e.g., PGA, PGV, IA, etc.) pueden calcularse utilizando ecuaciones predictivas del movimiento del suelo (GMM por sus siglas en inglés “Ground Motion Model”). Comúnmente, este enfoque resulta en un nivel de movimiento del suelo bastante severo, proporcionando un marco directo para la evaluación de los peores escenarios en un sitio, sin embargo, no proporciona información sobre la tasa de ocurrencia de estos. Adicionalmente, no existen reglas claras para definir la incertidumbre del movimiento sísmico. Por otro lado, el enfoque probabilístico o PSHA, cuantifica la tasa de excedencia de varios niveles de movimientos sísmicos, combinando todos los escenarios posibles (e.g., combinaciones de magnitud, distancia, intensidad de movimiento, entre otros), incorporando la incertidumbre aleatoria propia del proceso y la incertidumbre epistémica mediante el uso de árboles de decisión o distribuciones continuas de GMMs (Candia et al., 2019). En la mayoría de los casos prácticos, el sismo de diseño se describe utilizando un espectro de respuesta de aceleración o registros de movimiento del suelo reales consistentes con los niveles de demanda sísmica. Por otro lado, la selección adecuada de IMs está relacionado con parámetros como la selección del modelo de amenaza adoptado, la tipología del túnel, los modos de daño considerados y el método de análisis de fragilidad que se realizará posteriormente. Autores como Hashash et al., (2001) han determinado que, para estimar las deformaciones del sistema, se correlaciona mejor PGV con estructuras profundas y PGA con túneles poco profundos. Sin embargo, esta elección aún es un tema de debate.

2.2.2. Evaluación de la Respuesta Sísmica del Suelo

En función de las deformaciones del suelo ante un movimiento sísmico, la respuesta del suelo puede dividirse en dos categorías, la primera denominada (i) falla de suelo, considera grandes deformaciones permanentes, tales como licuación, inestabilidad de taludes y activación de fallas, esta última se considera cuando no se puede evitar cruzar fallas activas en el diseño de la estructura subterránea. Los mecanismos de falla de suelo son particularmente frecuentes en los portales del túnel y en estructuras poco profundas. La segunda categoría denominada (ii) deformación del suelo, resulta de una deformación transiente del terreno inducida por el paso de las ondas sísmicas, esta deformación puede ser compleja debido a la interacción de las ondas sísmicas con suelos blandos y por la generación de ondas superficiales. Para túneles circulares, estas deformaciones se pueden descomponer en tres modos primarios de deformación durante el movimiento sísmico: axial, flexión longitudinal y ovalación (Owen & Scholl, 1981). Los dos primeros modos

son el resultado de la propagación de ondas primarias y de corte que se transportan a lo largo del eje del túnel, Figura (2.1 a, b). Mientras que la deformación de ovalación para túneles circulares (Figura 2.1c), se produce cuando las ondas sísmicas de corte se propagan de manera vertical y paralelas a la sección transversal del túnel. Si bien la ovalación puede ser causada por ondas que se propagan de manera horizontal, las ondas de corte verticales son la forma predominante de carga sísmica que causa este tipo de deformaciones, transportando la mayor parte de la energía del terremoto pudiendo causar daños considerables (Wang, 1993). Notar que para evaluar las deformaciones de corte en el suelo y su efecto o atenuación en profundidad se requiere del desarrollo de un análisis de respuesta de sitio. En una primera aproximación se puede utilizar un método simplificado para obtener la deformación de corte γ_{max} en túneles poco profundos, en función del esfuerzo máximo de corte inducido por el terremoto τ_{max} y el módulo de corte del suelo compatible con la deformación G_m , según la relación $\gamma_{max} = \tau_{max}/G_m$.

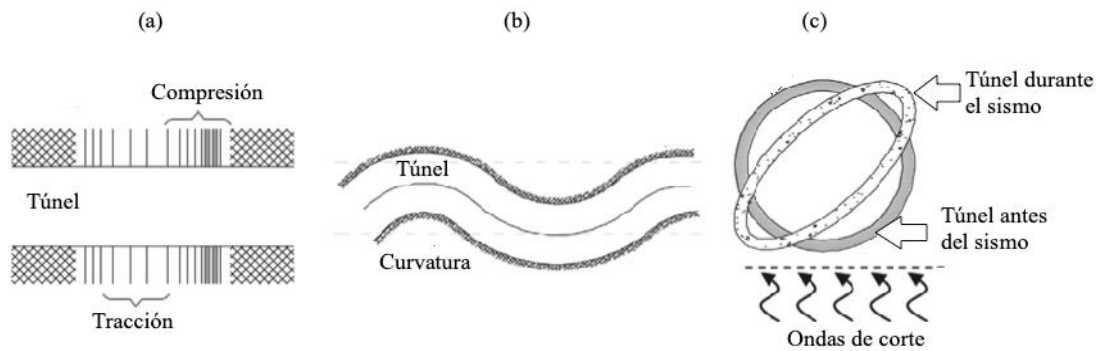


Figura 2.1. Modos de deformación primarios (a) deformación axial (b) curvatura y (c) ovalación. Adaptado de Owen & Scholl, (1981)

2.2.3. Evaluación de la Respuesta Sísmica del Túnel

Para determinar las deformaciones producidas en la sección transversal de túneles sometidos a ondas de corte de propagación vertical, el diseño sísmico considera actualmente dos metodologías: (i) de deformación en campo libre y (ii) interacción suelo estructura. La primera, considera que el túnel tiene una rigidez similar o inferior al suelo circundante, entendiéndose que el túnel debería acomodarse a las deformaciones impuestas por el terreno, obteniéndose la deformación diametral máxima en el revestimiento del túnel ($\Delta d/d$) en función de la deformación de corte del suelo en campo libre (γ_{max}). Cuando el túnel tiene una rigidez similar a la del terreno, se considera un medio continuo sin perforación y su deformación diametral máxima se determina como $\Delta d/d = \pm 0.5\gamma_{max}$. Por otro lado, si la rigidez del túnel es menor que la del terreno y se supone un comportamiento elástico, es decir, no existe una reducción de la rigidez con la deformación, se considera un medio perforado Wang (1993), y su deformación diametral se determina en función de la deformación de corte y el módulo de Poisson como $\Delta d/d = 2\gamma_{max}(1 - \nu_m)$. Estos métodos son comúnmente aplicados cuando el terreno es un suelo denso o roca. Contrariamente, para el caso en que el túnel presente una rigidez mayor que

la del terreno circundante, el diseño por esta metodología resulta muy conservador, ya que evidentemente la deformación diametral será menor que la deformación del suelo, siendo preferible utilizar la metodología de interacción suelo estructura o SSI (*Soil Structure Interaction*), la cual considera como parámetros la rigidez de la estructura.

Para considerar la interacción sísmica suelo estructura se han desarrollado metodologías con diferentes grados de complejidad, las cuales presentan soluciones que se pueden clasificar en: (i) analíticas, (ii) numéricas y (iii) experimentales.

(i) Métodos Analíticos

La interacción suelo estructura en las soluciones analíticas está basada en la teoría de la elasticidad Wang (1993). Según este método la rigidez relativa entre el suelo y el túnel se expresa en términos de los coeficientes de compresibilidad C y flexibilidad F , Ecuación (2.1), en donde E_m y ν_m son el módulo elástico y el coeficiente de Poisson del suelo, E_l y ν_l son el módulo de Young y el coeficiente de Poisson del revestimiento, t es el espesor del revestimiento del túnel, R es el radio del túnel, y $I=t^3/12$ es el momento de inercia del revestimiento por unidad de longitud. En túneles más rígidos que medio circundante se cumple la relación $C<1$ y $F<1$, mientras que en túneles más flexibles que el medio se tiene $C>1$, $F>1$.

$$C = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r}{E_l t(1+\nu_m)(1-2\nu_m)} \quad , \quad F = \frac{E_m(1-\nu_l^2)r^3}{6E_l(1+\nu_m)} \quad (2.1)$$

A partir de este análisis, diversos autores han desarrollado soluciones analíticas para estimar el esfuerzo axial máximo N_{max} y el momento flector máximo M_{max} que se produce en el revestimiento del túnel. Estos análisis consideran dos tipos de interacción entre el túnel y el suelo, llamadas Full-Slip y No-Slip. En el primer caso, la condición Full-Slip considera que no existe una separación entre el suelo y el túnel, y se asume que la interfaz es perfectamente lisa, permitiéndose un desplazamiento relativo entre estos. En el segundo caso, la condición No-Slip asume que no existe deslizamiento relativo entre el túnel y el suelo, de tal modo que se deforman de manera conjunta.

Wang (1993) determina la deformación diametral como $\Delta d/d = \pm 1/3 K_1 F \gamma_{max}$, donde $K_1 = 12(1 - \nu_m)/(2F + 5 - 6\nu_m)$. Mientras que el esfuerzo máximo N_{max} y el momento flector máximo M_{max} (por unidad de longitud) para la condición full-slip se determina por medio de la Ecuación (2.2)

$$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r \gamma_{max} \quad , \quad M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} r^2 \gamma_{max} = RT_{max} \quad (2.2)$$

Es importante destacar que las condiciones full-slip pueden ocurrir sólo en suelos blandos o por eventos sísmicos severos, mientras que las condiciones reales se encuentran en algún punto intermedio entre la condición no-slip y full-slip (Tisnidis et al., 2020).

Además, esta última condición proporciona una estimación conservadora del momento flector máximo, subestimando los esfuerzos axiales, siendo habitual evaluar N_{max} en una condición no-slip mediante la Ecuación (2.3), propuesta por [Schwartz & Einstein \(1980\)](#), basada en el trabajo de [Hoeg, \(1968\)](#).

$$N_{max} = \pm K_2 \tau_{max} r = \pm K_2 \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{max} \quad (2.3)$$

Donde

$$K_2 = 1 + \frac{F((1-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C) - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F((3-2\nu_m) - (1-2\nu_m)C) + C(\frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6 - 8\nu_m} \quad (2.4)$$

En la literatura existen otras propuestas de soluciones analíticas para evaluar la respuesta del túnel considerando la interacción suelo estructura. Por ejemplo, a partir del trabajo realizado por [Newmark \(1968\)](#), los autores [St. John & Zahrah \(1987\)](#) propusieron una de las primeras soluciones analíticas considerando el paso de las ondas sísmicas en dirección vertical y longitudinal. En esta propuesta los autores utilizaron el enfoque de deformación en campo libre para calcular las deformaciones y la curvatura de la estructura en función de un ángulo de propagación de las ondas sísmicas con respecto al eje del túnel, proponiendo posteriormente algunas modificaciones para considerar los efectos de la interacción suelo estructura. Autores como [Bobet \(2003\)](#) propusieron soluciones para túneles circulares en suelo saturado en condición no-slip, posteriormente [Bobet \(2010\)](#) extiende esta propuesta e incorpora el análisis en respuesta de túneles rectangulares en condición full-slip y no slip en suelos drenados y no drenados. Mientras que [Bobet et al., \(2008\)](#) presenta soluciones analíticas considerando la respuesta no lineal del suelo, incorporando la reducción del módulo de corte mediante procesos iterativos para diversos niveles de deformación. Por otro lado, [Penzien \(2000\)](#) desarrolla un procedimiento analítico para determinar esfuerzos internos en túneles profundos rectangulares y circulares en condición full-slip y no-slip, en función de la posición angular (θ) simulando la carga sísmica como una distribución uniforme impuesta sobre los límites del suelo (alejados del túnel). Estas ecuaciones analíticas se presentan en las Ecuaciones (2.5) y (2.6). Donde, d es el diámetro del túnel y E_l , I_l y ν_l son el módulo de elasticidad, el momento de inercia y el módulo de Poisson del túnel, respectivamente. El parámetro R_d varía según el tipo de condición entre full slip y no slip.

$$N(\theta) = -\frac{24E_l I_l R_r \Delta_{ff}}{d^3(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad M(\theta) = -\frac{6E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.5)$$

$$N(\theta) = -\frac{6E_l I_l R_r \Delta_{ff}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right), \quad M(\theta) = -\frac{6E_l I_l R_d \Delta_{ff}}{d^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2.6)$$

Posteriormente, [Huo et al., \(2006\)](#) desarrollan soluciones analíticas para túneles rectangulares considerando la distribución de las tensiones normales y de corte en la interacción suelo estructura, mientras que [El Naggar et al., \(2008\)](#) enfoca su propuesta al desarrollo de soluciones para obtener esfuerzos y momentos en el revestimiento de

túneles segmentados. Finalmente, [Park et al., \(2009\)](#) investiga la discrepancia entre las soluciones existentes para el cálculo de empuje y momento en condición no-slip, desarrollando soluciones analíticas que consideran los deslizamientos y las fuerzas en la interacción suelo estructura por medio de un coeficiente de flexibilidad tipo resorte. Si bien las propuestas no son extensas, existen múltiples estudios que analizan el desempeño de estas soluciones. Por ejemplo, en el trabajo realizado por [Pitilakis & Tsinidis \(2014\)](#) se comparan las soluciones analíticas de [Wang \(1993\)](#) y [Penzien \(2000\)](#) con resultados numéricos obtenidos por medio de un código de elementos finitos, demostrando que el modelo propuesto por [Penzien \(2000\)](#), subestima los esfuerzos axiales del túnel en condición no-slip, conclusiones que están en línea con los trabajos realizados por [Hasash et al., \(2005\)](#), [Kontoe et al. \(2014\)](#) y [Tsinidis et al. \(2016\)](#). Por esta razón, el modelo de [Wang \(1993\)](#) es el más utilizado para evaluar los esfuerzos axiales en un túnel para modelos numéricos en condición no-slip. Del mismo modo [Argyroudis et al., \(2017\)](#) observó que en condición full-slip las soluciones analíticas de [Penzien \(2000\)](#), [Park et al., \(2009\)](#) y [Wang \(1993\)](#), proporcionan resultados similares en comparación con los obtenidos numéricamente, mientras que en condición no-slip, la solución de [Penzien \(2000\)](#) proporciona valores ligeramente más bajos en el cálculo de los esfuerzos axiales en comparación a la solución de [Wang \(1993\)](#), mientras que la solución de [Park et al \(2009\)](#), entrega valores aún más bajos que los de [Penzien \(2000\)](#). Por otro lado, determinaron que las soluciones analíticas proporcionaron momentos flectores más altos en comparación con sus resultados numéricos, estas observaciones coincidieron con los hallazgos de la investigación realizada por [Kontoe et al \(2014\)](#). Entendidas estas diferencias, la comparación directa entre los resultados numéricos y las soluciones analíticas puede ser diversa, sin embargo, proporcionan una evidencia adicional sobre la eficiencia de los enfoques de diseño y la necesidad de validación de los resultados por medio de modelos numéricos y experimentales.

(ii) Métodos Experimentales

Referente a la evaluación del riesgo sísmico en túneles, los métodos experimentales se han realizados comúnmente por dos tipos de ensayos: (i) ensayos en mesas vibratorias a escala reducida (e.g., [Bao et al, 2017](#); [Chen et al., 2010](#); [Jiang et al., 2010](#); [Wang et al. \(2015\)](#); [Xin et al., 2019](#); [Xu et al., 2016](#); [Yu et al., 2016](#)), estos modelos consideran la dirección del paso de las ondas tanto longitudinal como transversalmente, sin embargo en este tipo de pruebas no se tiene en cuenta el comportamiento plástico del revestimiento del túnel adecuadamente. El segundo tipo, se denomina (ii) ensayos en centrífuga geotécnica y están enfocados principalmente a evaluar los fenómenos de desplazamientos de suelo por el paso de ondas en dirección transversal. Sin embargo, existen propuestas que han considerado los efectos de falla del suelo, como la evaluación de posibles inestabilidades de taludes en zonas del portal, colapso del revestimiento del túnel por el paso de fallas activas y fenómenos de licuación. Así como otras investigaciones han considerado estos ensayos para evaluar técnicas de modernización y reacondicionamiento en túneles antiguos. En general, la centrífuga geotécnica es considerado el método experimental más apropiado para evaluar la interacción suelo estructura, debido a que

reproducen de mejor manera el estado tensional del suelo en comparación a mesas vibratoras tradicionales y han sido ampliamente abordados en la literatura (e.g., Chian & Madabhushi 2012; Chou et al., 2011; Cilingir & Madabhushi 2011; Hashash et al., 2018; Ito et al., 2006; Kutter et al., 2008; Lanzano et al., 2012; Shibayama 2010; Tohda et al., 2010; Tsinidis et al., 2015; Yamada et al., 2002; Yang et al., 2004). En general, algunos de estos estudios han informado fuerzas internas residuales en el revestimiento del túnel después de que ha terminado el movimiento sísmico, especialmente en el caso de revestimientos de túneles más flexibles que el suelo circundante, por ejemplo, para $F > 10$ (Tsinidis et al., 2020).

Con respecto a los ensayos en centrífuga, Lanzano et al., (2012) evaluó el comportamiento de túneles circulares para depósitos de arena con una densidad relativa (D_r) de $D_r \sim 40\%$ (arena seca suelta) y $D_r \sim 70\%$ (media densa), considerando un túnel de 75mm de diámetro y 0.5 mm de espesor, para dos profundidades de enterramiento (75 y 150 mm), utilizando la centrífuga de Schofield Centre en la Universidad de Cambridge, UK. El estudio concluyó que los modelos en arena densa exhibieron un comportamiento comparable y replicable en términos de amplificación dinámica y densificación, lo que se relaciona con la técnica automática adoptada para la deposición de la arena en los modelos más densos, lo que permitió una densidad uniforme en todo el depósito. Respecto a la influencia del túnel en la respuesta del depósito de suelo, los resultados mostraron que el comportamiento dinámico de toda la masa de suelo está influenciado fuertemente por la posición del túnel, fenómeno que no ocurre solo en las proximidades del túnel. De hecho, si se considera un desplazamiento en profundidad de aproximadamente el doble del diámetro del túnel desde su centro, la amplificación en superficie continúa siendo influenciada por la cavidad, actuando como una pantalla para la propagación vertical de las ondas de corte hacia la superficie. Por último y contrario a lo que se esperaba, la amplificación del movimiento en la superficie del depósito de suelo medida en una zona de referencia del modelo experimental, no se vio mayormente influenciada ni por la posición del túnel ni por la densidad inicial del suelo. Por lo que la profundidad del túnel no tuvo una mayor influencia en las fuerzas internas. Por otro lado, autores como Hashash et al., (2018), estudiaron el comportamiento de túneles cut-and-cover considerando la interacción con edificios adyacentes de mediana y gran altura (13 y 42 pisos), con el fin de simular condiciones más realistas a los túneles urbanos. Los resultados de su estudio indicaron que los edificios adyacentes transmiten grandes cargas laterales a las estructuras subterráneas durante el movimiento sísmico y que la distribución de la carga tiene un comportamiento no lineal con la profundidad, siendo proporcional al corte en la base del edificio y dependiendo de los detalles geométricos tanto de la estructura subterránea como de los cimientos del edificio.

(iii) Métodos Numéricos

Para evaluar la respuesta sísmica de túneles por medio de métodos numéricos se presentan diversos grados de complejidad, estos modelos se pueden clasificar en dos grandes grupos como: (i) métodos numéricos pseudoestáticos, donde las solicitaciones sísmicas se

modelan como esfuerzos o deformaciones estáticas aplicadas directamente en el modelo de suelo o en el túnel. En este tipo de análisis se puede o no considerar la interacción suelo estructura, donde es común obtener la distorsión del túnel en función de la distorsión del suelo en campo libre por medio de métodos basados en la teoría de la elasticidad y considerar la interacción suelo estructura a partir de alguna de las soluciones analíticas. Por otro lado, se encuentran los (ii) métodos numéricos dinámicos (e.g., [Anastasopoulos & Gazetas, 2009](#); [Conti et al., 2014](#); [Fabozzi et al., 2019](#); [Gomes, 2013](#); [Hleibieh et al., 2014](#); [Kampas et al., 2019](#); [Kheradi et al., 2017](#); [Kontoe et al., 2011](#); [Lanzano et al., 2015](#); [Lu & Hwang, 2019](#); [Tsinidis & Ptilakis, 2014](#); [Wang, 2011](#)), los que son elaborados para abordar condiciones de terreno más completas (e.g., simulaciones de geometrías complejas, heterogeneidades del depósito de suelo, secuencias constructivas, entre otros), estos métodos consideran el comportamiento histerético del suelo por medio de diferentes leyes constitutivas y la interacción suelo estructura mediante elementos de interfaz o de contacto. El análisis sísmico en los modelos dinámicos puede llevarse a cabo por un análisis tiempo historia o un análisis dinámico incremental (IDA), donde la discretización del modelo numérico se realiza comúnmente a través de códigos 2D o 3D, basados en el método de los elementos finitos (FEM) o el método de las diferencias finitas (FDM) y las sollicitaciones sísmicas son aplicadas en la base del modelo por medio de datos provenientes de registros de aceleraciones, utilizando acelerogramas naturales o sintéticos.

En general, es común que los modelos numéricos presenten diferencias significativas en las respuestas de los análisis sísmicos obtenidos, por lo que es fundamental incorporar la incertidumbre en el proceso de modelación ([Tsinidis & Ptilakis, 2014](#)). Por esta razón, es fundamental que los métodos numéricos se validen adecuadamente con resultados experimentales bien documentados o casos estudio. Dentro de algunas investigaciones que comparan resultados numéricos con los experimentales, podemos nombrar el trabajo realizado por [Bilotta et al., \(2014\)](#) en la cual, cinco grupos de investigadores diferentes realizaron un proyecto denominado “Round Robin Tunnel Test” (RRTT), donde cada uno de ellos elaboró un modelo numérico a partir de la respuesta sísmica obtenida por los ensayos de la centrifuga geotécnica de [Lanzano et al., \(2012\)](#). En este estudio, cada grupo recibió los mismos parámetros de entrada (e.g. propiedades del suelo, geometría del túnel, condiciones del túnel, entre otras) y luego realizaron predicciones en diferentes softwares (ABAQUS, TOCHNOG, FLAC, GEDYN y PLAXIS) considerando distintos modelos constitutivos para el suelo. Algunas de sus conclusiones determinaron que los modelos numéricos representan de buena manera la amplificación del movimiento sísmico del suelo. Sin embargo, presentan divergencias al momento de considerar los efectos de las deformaciones de corte y los cambios volumétricos del suelo. Estos últimos, podrían inducir cambios importantes en el momento flector y en el esfuerzo axial, presentándose esfuerzos residuales después del terremoto. Por otro lado, [Tsinidis et al. \(2015\)](#), comparó los resultados de análisis pseudoestáticos y dinámicos tiempo historia con las fuerzas internas registradas en pruebas de centrifuga para túneles cut-and-cover en arena seca de Hostun, cuyas propiedades dinámicas se documentan en [Pistolas et al \(2014\)](#). Las comparaciones se realizaron en función de la flexibilidad relativa del túnel, resultando

bastante extremas cuando se consideró el comportamiento no lineal del suelo por medio de un modelo elastoplástico. En este caso, el modelo pseudoestático subestimó el momento flector aproximadamente en un 50% en comparación al modelo dinámico. Sin embargo, las fuerzas calculadas en el revestimiento del túnel mediante los análisis dinámicos se compararon razonablemente bien con los valores registrados durante las pruebas de centrifuga.

2.3. Curvas de Fragilidad, Vulnerabilidad y Riesgo

Las curvas de fragilidad describen la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño (D_s) o el estado límite de parámetros de demanda (EDP), como función de la medida de intensidad sísmica (IM), $P(D_s \geq ds|IM)$. Por otro lado, la vulnerabilidad de un sistema se define como la susceptibilidad de la estructura a sufrir daños durante un evento sísmico, y se puede evaluar a partir de una serie de curvas de fragilidad (Argyroudis et al., 2014). En la actualidad, es de suma importancia realizar un análisis de riesgo cuantitativo, para la capacidad de recuperación y adaptabilidad de la infraestructura crítica como los sistemas de metro expuestos a amenazas sísmicas (Huang et al., 2020). Sin embargo, se necesitan modelos de vulnerabilidad confiables para predecir las pérdidas directas e indirectas asociadas (Argyroudis et al., 2020).

Las curvas de fragilidad para túneles disponibles en la literatura se pueden clasificar ampliamente en tres categorías: (1) curvas basadas en juicios de expertos, desarrolladas por consultas a un panel asesor, (2) curvas empíricas, desarrolladas mediante observaciones de daños estructurales en eventos sísmicos y (3) curvas de fragilidad numéricas, desarrolladas por medio de métodos numéricos. Respecto de las categorías (1) y (2), encontramos propuestas como las de ATC-13 (1985), quienes desarrollaron curvas de fragilidad basadas en el juicio de expertos a través de diversos registros de daños en terremotos para diferentes instalaciones en California. Asimismo, en relación con las curvas de fragilidad empíricas, ALA (2001) propone curvas de fragilidad en función de PGA para túneles circulares y cut-and-cover, basados en los registros de 217 eventos sísmicos de gran magnitud (6.6-8.4 Mw), definiendo tres estados de daño en función de la calidad de la construcción del revestimiento del túnel. Posteriormente, HAZUS (2004) propone un set de curvas de fragilidad para diferentes tipologías de túneles, clasificadas por su método constructivo (bored/drilled o cut-and-cover) y por uso (carretera, ferroviario o metro); este trabajo utiliza PGA y PGD como medidas de intensidad, y define cinco categorías de daño en función de opiniones de expertos y un conjunto limitado de observaciones de daños ocurridos en sismos pasados, como la cantidad de grietas en el revestimiento del túnel, la caída de rocas en las zonas del portal y el asentamiento del terreno. Adicionalmente, Corigliano et al., (2007), adaptando las clasificaciones propuestas por Huang et al., (1999) en combinación con los trabajos de ALA (2001) y RTRI (2001), genera curvas de fragilidad empíricas para túneles profundos en roca a partir de 120 casos de estudio, proponiendo cuatro clasificaciones para el estado de daño en términos de PGV. Uno de los resultados a considerar del análisis, es que se produce un daño moderado cuando el valor de PGV varía entre 40 y 115 cm/s. Sin

embargo, este nivel daño no es consistente con las observaciones de daños registrados en las curvas empíricas, el autor menciona que esta diferencia podría estar relacionada con la heterogeneidad de la base de datos que se ocupó para la selección de parámetros como la naturaleza del terreno circundante y el tipo de soporte del túnel.

En resumen, las definiciones de los estados de daños para las curvas de fragilidad en las categorías (1) y (2) son estrictamente cualitativas. Por ejemplo, cuando se evalúa el agrietamiento observado en el túnel, se realiza de manera independiente al tipo de daño que lo produce (e.g., no discrimina entre agrietamiento transversal o longitudinal en el túnel). Por lo tanto, sobreestiman o subestiman los daños cuando son comparadas con curvas de fragilidad numéricas. Sin embargo, para generar curvas de fragilidad numéricas no existe una metodología única para su desarrollo y las propuestas existentes varían según la tipología de túnel (e.g., circular, cut-and-cover o túneles inmersos), tipo de emplazamiento (e.g., suelo o roca), medida de intensidad (e.g., PGA, PGV, IA, etc.) y el tipo de análisis sísmico utilizado en su desarrollo, el que generalmente es pseudoestático o dinámico. En función de estos parámetros, algunos trabajos propuestos para túneles en suelo y roca se presentan en la Tablas (2.1) y (2.2), respectivamente.

Tabla 2.2. Curvas de fragilidad numéricas para túneles en suelo

| Autores | Medida de Intensidad, IM | Tipo de Túnel | Tipo de Suelo (EC8, 2004)/ Roca | Tipo de Análisis Sísmico |
|---------------------------------|---------------------------------|--------------------------|--|---------------------------------|
| Salmon et al., (2003) | PGA-PRA | Cut and cover | - | - |
| Argyroudis & Ptilakis, (2012) | PGA | Circular / Cut and cover | B-C-D | Pseudo-estático |
| Argyroudis et al., (2014; 2017) | PGA | Circular | C-D | 2D Dinámico No Lineal |
| Mayoral et al., (2016) | PGA rock | Flotante | C-D | 3D Dinámico No Lineal |
| Fabozzi et al.,(2017) | PGA-PGD | Circulares | B-C-D | 2D Dinámico No Lineal |
| Avanaki et al., (2018) | PGA | Circular | D | Pseudo-estático |
| Nguyen et al., (2019) | PGA-PGV-PGV/Vs | Cut and cover | B-C-D | Pseudo-estático |
| Huang et al., (2020) | PGA- PGV | Circular | D | 2D Dinámico No Lineal |
| De Silva et al., (2020) | PGA-PGV | Circular | - | 2D Dinámico No Lineal |
| Selva et al., (2013) | PGA | Circular | C-D | Pseudo-estático |

Tabla 2.3. Curvas de fragilidad numéricas para túneles en roca

| Autores | IMs | Tipo de Túnel | Calidad de Roca | Análisis Sísmico |
|---------------------------|------------|----------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Andreotti & Lai (2019) | PGA- PGV | De montaña | GSI: 15-25-35 | 2D Dinámico No Lineal |
| Osmi et al., (2015) | PGA | Circulares | A (EC8, 2004) | 3D Dinámico No Lineal |
| Liu et al., (2016) | PGV | Rectangular Box | A-B-C-D-E-F (BSSC, 2004) | 2D Diámico No Lineal |
| Huh et al., (2017 a, b) | PGA | Box Túnel | Arena, Meteorizada Soil, Rock | Estático No lineal |
| Huang et al., (2017 a, b) | IA | De montaña | - | Dinámico No lineal |
| Qiu et al., (2018) | PGA | De montaña | - | Dinámico No lineal |

2.3.1 Índices y Estados de Daño

La mayoría de los trabajos numéricos que proponen curvas de fragilidad en túneles determinan los estados de daño (Ds) en función de la definición de un estado límite de la respuesta del sistema, generalmente denominado índice de daño (DI). En general, los estudios definen el índice de daño en función del momento flector máximo en el túnel, el cual se obtiene de la relación entre el momento máximo en el revestimiento del túnel (M) y su resistencia nominal (M_{Rd}), (e.g., [Argyroudis & Pitilakis, 2012](#); [Argyroudis et al., 2014](#); [Argyroudis et al., 2017](#); [Mayoral et al., 2016](#); [Huang et al., 2020](#); [Osmi & Ahmad, 2015](#); [Huang et al., 2017a,b](#); [Qiu et al., 2018](#)).

En el contexto de un análisis incremental dinámico (IDA), el momento flector (M) se calcula utilizando una combinación de cargas geostáticas y sísmicas en el instante de máximo drift (i.e., distorsión de la sección transversal del túnel) ([Argyroudis et al., 2017](#)). Mientras que la capacidad del momento flector (M_{Rd}), se calcula en función de la geometría y las propiedades del revestimiento. Con base en las consideraciones anteriores, [Argyroudis & Pitilakis, 2012](#) definen cinco categorías para los estados de daño (Tabla 2.4)

Tabla 2.4. Estados de daño para la relación de momentos propuesto por [Argyroudis et al., \(2017\)](#)

| Estados de daño (Ds) | Nivel de daño | Rango de índice de daño (DI) |
|----------------------|---------------|------------------------------|
| Ds0 | Ninguno | $M/M_{Rd} \leq 1$ |
| Ds1 | Menor | $1.0 < M/M_{Rd} \leq 1.5$ |
| Ds2 | Moderado | $1.5 < M/M_{Rd} \leq 2.5$ |
| Ds3 | Extensivo | $2.5 < M/M_{Rd} \leq 3.5$ |
| Ds4 | Colapso | $M/M_{Rd} > 3.5$ |

Otros estudios han propuesto definiciones alternativas para los estados de daño. Por ejemplo, [Liu et al., \(2016\)](#), define los estados de daño en función del drift máximo del túnel, el daño de la columna central del túnel y relaciones de energía, principalmente debido a que considera que la columna central es el componente más débil de la estructura subterránea ante un terremoto. Un ejemplo de este daño es la estación Daikai del metro de Kobe, la cual colapsó durante el terremoto de Kobe de 1995 debido a la falla por compresión/corte de las columnas centrales y drift excesivo. Alternativamente, [Huh et al., \(2017 a, b\)](#) determina los índices de daño (DI), en función de la deformación lateral de la estructura, adaptando tres estados de daño anteriormente propuestos por [ATC 40 \(1996\)](#). El autor realiza un análisis estático no lineal (push over) para obtener la máxima capacidad del desplazamiento frente a cada estado de daño. Asimismo, [Avanaki et al., \(2018\)](#), estudió el comportamiento de refuerzos del revestimiento con fibras de acero en túneles segmentados, determinando que se requería una definición más específica para reflejar las discontinuidades geométricas del túnel, considerando más exacta una relación

del índice de daño basado en parámetros de desplazamientos en lugar de momentos flectores, proponiendo una relación matemática que considera la demanda tanto para el revestimiento del túnel como para las juntas. Por otro lado, [Andreotti & Lai \(2014\)](#), definen los índices de daño considerando la cantidad de juntas plásticas activadas durante el análisis sísmico, las cuales han sido colocada en 12 puntos de control en los nodos del modelo numérico en zonas donde se espera que puedan ocurrir los daños principales, definiendo cuatro estados de daño que van desde, ningún daño (Ds_0), cuando no hay activación de juntas plásticas hasta un daño extensivo (Ds_3), cuando se activan tres o más de ellas. Considerando parámetros similares, [Fabozzi & Billota \(2017\)](#), proponen un índice de daño basado en la relación entre la rotación permanente de las juntas del túnel y tres valores umbrales de referencia (apertura de la junta, deformaciones plásticas y rotación máxima), presentando cuatro estados de daño. De igual forma, [Nguyen et al., \(2019\)](#), utiliza el número de activación de juntas plásticas como indicie de daño, considerándolo un mejor parámetro para evaluar la acumulación de daño en la estructura de un túnel rectangular, este índice considera la relación entre la demanda de momento elástico y el momento de fluencia máximo para activar las juntas plásticas.

En general, es importante señalar que la definición de los índices de daño también se puede realizar en función de la definición de algún parámetro de respuesta del sistema (EDP), el cual se define mediante un umbral que expresa el nivel de daño aceptado, es decir, el estado límite para calcular la relación entre demanda y capacidad de la estructura. La definición de dichos parámetros y de su correlación depende del mecanismo de falla que se espera que ocurra durante el terremoto. Por ejemplo, [De Silva et al., \(2020\)](#), mide el rendimiento sísmico del túnel por la relación máxima entre la carga y el momento de resistencia, que es la fuerza máxima movilizada durante el terremoto, considerando como EDP el momento flector, y asumiendo que el estado límite se alcanza cuando esta relación es igual a 1. Por otro lado, [Andreotti & Lai \(2019\)](#), consideran como EDP el desplazamiento relativo entre la corona del arco y el arco invertido, dividido por el diámetro equivalente de la sección transversal del revestimiento del túnel, proponiendo tres estados de daño. A pesar de estas propuestas, la generación de curvas de fragilidad para estructuras subterráneas por medio de la definición de estados de daños (Ds) o parámetros de demanda del sistema (EDP) sigue siendo escasa en comparación con estructuras como puentes y edificios. Además, el criterio para definir los estados de daño admisibles se basa principalmente en observaciones de terreno y en un juicio experto, lo cual está sujeto a múltiples incertidumbres.

2.3.2. Generación de Curvas de Fragilidad y Tratamiento de la Incertidumbre

En la literatura científica para generar curvas de fragilidad y evaluar el tratamiento de la incertidumbre se ocupan diferentes técnicas estadísticas. Comúnmente, el estado de daño i -ésimo (Ds_i) en la generación de las curvas de fragilidad está determinado por una por una distribución lognormal de media IM_{mi} y desviación estándar β_{tot} . Por lo tanto, la probabilidad de exceder un nivel de daño Ds_i dado un movimiento sísmico de intensidad

IM se obtiene de la Ecuación (2.7), en donde Φ es la función de probabilidad acumulada (CDF) de una distribución normal.

$$P_f(D_s \geq D_{s_i} | IM) = 1 - \Phi \left[\frac{1}{\beta_{tot}} \cdot \ln \left(\frac{IM}{IM_{mi}} \right) \right] \quad (2.7)$$

El valor promedio del índice de intensidad (IM_{mi}) se obtiene del mejor ajuste de la regresión entre los resultados de los daños obtenidos por el análisis numérico y la medida de intensidad seleccionada, generalmente se considera una regresión lineal simple entre el logaritmo de DI y el logaritmo de IM, lo cual representa la evolución del índice de daño con el aumento de la intensidad del terremoto. El valor de IM_{mi} se puede calcular para cada estado de daño definido previamente. Otras propuestas han considerado el ajuste por medio de una regresión no lineal (e.g., Liu et al., 2016), distribución beta (e.g., Qiu et al., 2018), principio de máxima verosimilitud o (MLE) (e.g., Huh et al., 2017 a, b) o por métodos bayesianos (e.g., Selva et al., 2013).

Por otro lado, la varianza total de la curva de fragilidad β_{tot}^2 , se puede obtener sumando las varianzas de tres procesos estocásticos independientes como se indica en la Ecuación (2.8). En esta ecuación, el término β_{ds} describe la incertidumbre relacionada con la selección de los estados y umbrales de daño y su valor varía para diferentes tipos de estructuras de transporte. Para túneles, comúnmente se adopta un valor promedio de 0.4 (Hanus, 2004). El término β_c representa la incertidumbre relacionada con la variabilidad de la rigidez y resistencia de los elementos estructurales y del medio, y la incertidumbre asociada a la modelación. Para túneles comúnmente se adopta un valor de 0.3 basado en el juicio de expertos (Salomon et al., 2003). Por último, el término β_D corresponde a la incertidumbre asociada a la demanda sísmica y normalmente se estima como la dispersión de los índices de daño con respecto al ajuste de regresión para los datos de daños calculados. Algunos autores, en función de la definición de un EDP y un ajuste por regresión lineal simple, determinan el contribuyente β_D por medio de la Ecuación (2.9), propuesta por Baker & Cornell (2006), en donde a y b son los parámetros de la regresión lineal, EDP_i es la demanda sísmica estructural del registro histórico en el tiempo i , IM_i es el nivel de IM del registro i y n es la cantidad total de registros.

$$\beta_{tot}^2 = \beta_{ds}^2 + \beta_c^2 + \beta_D^2 \quad (2.8)$$

$$\beta_D = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\ln(EDP_i) - (a + b \cdot \ln(IM_i))]^2}{n-2}} \quad (2.9)$$

Cabe señalar que el tratamiento de las incertidumbres en el análisis de fragilidad es un tema clave, y que la definición de sus contribuyentes (β_{ds} , β_c y β_D) es aún un desafío

para el cual se requiere mayor investigación. En literatura existen distintas formas para el cálculo de la desviación estándar total, considerando el cálculo parcial de los contribuyentes o definitivamente sin considerarlos y se asocian las incertidumbres en otras etapas del proceso. Alternativamente se pueden presentar algunas metodologías como las de Latin Hypercube (Stein, 1987) o Monte Carlo (Kahn, 1954), que tratan la incertidumbre relacionada con la variabilidad estructural en función de las técnicas de muestreo, generando combinaciones aleatorias de parámetros geotécnicos claves para seleccionar en los modelos numéricos. Un caso particular se presenta en el trabajo de Huh et al., (2017 a, b), para el modelo de túneles en roca, quien consideró la incertidumbre estructural por medio del método Latin Hipercube, para generar parámetros aleatorios referentes al módulo elástico, módulo de Poisson, fuerza de compresión, resistencia a la fluencia y revestimiento del hormigón. Por otro lado, el método de diseño uniforme (UDM, Wang & Fang (1981), es otra alternativa para determinar de manera efectiva parámetros del modelo numérico. El método UDM es computacionalmente económico para el diseño de experimentos, a través del cual se generan muestras experimentales considerando la variabilidad de los parámetros. Usando este método, Qiu et al., (2018) considera cuatro tipos de incertidumbres, incluyendo los parámetros de entrada del movimiento del suelo, profundidad del túnel, calidad de la roca y espesor del revestimiento. De igual forma, Huang et al., (2017a, b), genera muestras experimentales para el análisis de fragilidad en túneles en roca, considerando las mismas fuentes de incertidumbres mencionados. Para optimizar la metodología, el autor emplea una máquina de vectores de soporte (SVM) (Vapnik 1995), como técnica de predicción para seleccionar el mejor ajuste entre los valores esperados y los valores determinados por el método UDM. En relación con la incertidumbre por la demanda sísmica, el Método de la Nube o Cloud Method, (Shome & Cornell, 1999; Gehl et al., 2013) se caracteriza por utilizar registros sísmicos de entrada sin escalar, evitando así las modificaciones poco realistas y no deseadas de señales modificadas (Jalayer et al., 2015). Para más información de esta metodología se puede revisar los trabajos de Andreotti & Lai (2014; 2019) y De Silva (2020).

Otros parámetros de incertidumbre en la generación de curvas de fragilidad numérica se producen con las diferencias entre los modelos propuestos en los análisis. Por ejemplo, la comparación de resultados entre análisis dinámicos y pseudoestáticos genera diferencias importantes en los niveles de daño alcanzados ante sollicitaciones dinámicas (Andreotti & Lai, 2017; Kampas et al., 2019). Sin embargo, no hay respuestas claras sobre por qué las estructuras diseñadas con modelos psuedoestáticos han respondido de manera adecuada frente a los terremotos ocurridos. Por otro lado, en su mayoría, los trabajos no consideran las etapas constructivas para el análisis, existe una falta de consideración sobre el efecto de las deformaciones volumétricas del suelo y la cuantificación de la incertidumbre epistémica respecto de diferentes softwares y modelos constitutivos utilizados, los cuales en su mayoría se basan en el modelo de Mohr Coulomb. Evidentemente, las respuestas predichas por los modelos numéricos presentarán diferencias al elegir modelos constitutivos distintos (Bilotta et al., 2014; Tsinidis et al., 2016). En cuanto a la selección de medidas de intensidad (IMs), la mayoría de los estudios utilizan PGA o PGV, mientras

que algunos estudios exploran otras definiciones de IM en un esfuerzo por mejorar su capacidad predictiva, la eficiencia, suficiencia, y solidez de los modelos (Mackie & Stojadinović, 2007).

En definitiva, los trabajos presentan diversas diferencias metodológicas y sus comparaciones a modo de calibración de resultados se han basado en comprar las curvas de fragilidad desarrolladas con curvas de fragilidad analíticas, otras curvas de fragilidad numéricas presentes en la literatura y muy pocos casos se han comparado sus resultados con modelos experimentales. Lo que ha llevado a la conclusión por parte de los autores, que sus propuestas son replicables para condiciones muy similares. Mientras que concuerdan en que los parámetros para la determinación de la incertidumbre deben considerar como mínimo la tipología, profundidad y parámetros geotécnicos del túnel. Así como los registros sísmicos de entrada, la selección de medidas optimas de intensidad y las propiedades del tipo de suelo o roca.

2.3.3. Demanda Sísmica y Estimación del Riesgo

Las curvas de vulnerabilidad describen las pérdidas de un activo o sistema de activos en función de los peligros naturales, en este caso, los terremotos. Las pérdidas se expresan comúnmente en términos de costos de reparación de daños, generalmente normalizados por costo de reemplazo o tiempo de inactividad en términos de días o fracciones de un año, durante el cual el activo o el sistema no estén funcionando. Las curvas de vulnerabilidad se pueden evaluar a partir de la generación de curvas de fragilidad, estimando el índice de daño o de vulnerabilidad (VI) para diferentes niveles de las medidas de intensidad. Por ejemplo, Huang et al., (2020), determina el índice de daño por medio de la siguiente relación. Ecuación (2.10)

$$VI_j = \sum_{k=1}^4 P_{kj} d_k \quad (2.10)$$

en donde VI_j es el índice de daño o vulnerabilidad que va de 0 (sin daño) a 1 (daño completo), correspondiente al nivel de medida de intensidad j , P_{kj} representa la probabilidad de daño discreto para el estado de daño k y el nivel de medida de intensidad j , mientras que d_k es el daño central específico para cada estado de daño.

Huang et al., (2020), define el valor de d_k en términos de la relación de reparación para cada estado de daño, asumiéndose valores iguales a 0, 0.10, 0.25 y 0.75 para ningún daño, daño menor, daño moderado y daño extenso, respectivamente, según el enfoque propuesto por Werner et al. (2006) y Selva et al. (2013). Luego, se puede generar una curva de daño o vulnerabilidad para diferentes tipos de túneles, que proporciona un índice (VI) único para cada nivel de medida de intensidad que se ha utilizado (e.g., PGA, PGV, IA, etc.). De esta manera, a través de las curvas de vulnerabilidad derivadas y un costo

promedio conocido de reemplazo del revestimiento del túnel, el costo de las reparaciones para cada segmento del túnel se puede estimar para diferentes escenarios sísmicos, multiplicando el índice de daño correspondiente por el costo promedio de reemplazo.

De esta manera, las curvas de vulnerabilidad se pueden emplear en el análisis cuantitativo de riesgo de los sistemas de metro expuestos a peligro sísmico. Sin embargo, existen pocos estudios de vulnerabilidad sísmica para estructuras subterráneas, siendo aún más escasos los estudios que evalúen la gestión integrada de sistemas completos de estructuras de metro (e.g., túnel, instalaciones, sistema eléctrico, andenes). Asimismo, son escasos los estudios que evalúen el riesgo sísmico y la resiliencia de un sistema complejo (i.e., integración de la fragilidad y el peligro sísmico para conocer las tasas anuales de fallas del sistema (e.g., De Silva et al., 2020) y la aplicación de modelos de restauración representativos (e.g., Argyroudis et al., 2020).

En este sentido, la tasa anual de excedencia de un parámetro de respuesta EDP se puede determinar por medio de la metodología de Diseño Basado en Desempeño (PBEE) (Porter, 2003), a partir de la Ecuación (2.11), en donde $\lambda_{im}(im)$ es la tasa anual de excedencia del IM obtenida a partir de un análisis de peligro sísmico.

$$\lambda_{EDP}(edp) = - \int_0^{\infty} P(EDP > edp|im)d\lambda_{im} \quad (2.11)$$

Debido a la cantidad de simulaciones requeridas para caracterizar la función de vulnerabilidad y las incertidumbres en la adecuada selección de registros, una alternativa es utilizar la técnica de selección de registros CSS (Conditional Scenario Spectra) propuesta por Arteta & Abrahamson, (2019). Esta metodología consiste en definir un conjunto de registros sísmicos asignando a cada evento una tasa de ocurrencia, de tal forma que los espectros de respuesta reproduzcan la amenaza local para distintas medidas de intensidad, permitiendo estimar el riesgo de manera directa según la Ecuación (2.12)

$$\lambda_{EDP}(edp) = \sum_{i=1}^{N_e} rate_i \cdot H(EDP - edp) \quad (2.12)$$

en donde N_e es el conjunto de registros sísmicos, $rate_i$ es la tasa de ocurrencia asociada al i – ésimo registro y $H(\cdot)$ es la función Heaviside, tal que $H = 1$ si $EDP > edp$ y $H = 0$ si $EDP \leq edp$.

Recientemente, Lyon et al., (2022) utilizó esta metodología para evaluar la demanda sísmica de un túnel circular cuya geometría y parámetros del depósito de suelo están basados en el modelo implementado en el ensayo centrifuga de Lanzano et al., (2012). El análisis dinámico se realizó a partir de 285 registros sísmicos corticales, y se desarrollaron curvas de demanda de esfuerzos internos y métricas de deformación del túnel mediante

la Ecuación (2.12). El estudio se realizó para un túnel circular ubicado Oakland, CA, en un depósito de arena media densa de 12 m de profundidad apoyado en roca firme ($V_{s30}=762$ m/s). Lyon (2019) comparó la demanda de esfuerzos internos y deformaciones en el túnel calculadas mediante la convolución de las curvas de amenaza y vulnerabilidad según la Ecuación (2.7) y la demanda sísmica calculada en base a escenarios según la Ecuación (2.8), y concluyó que ambas metodologías son consistentes, Figura (2.2)

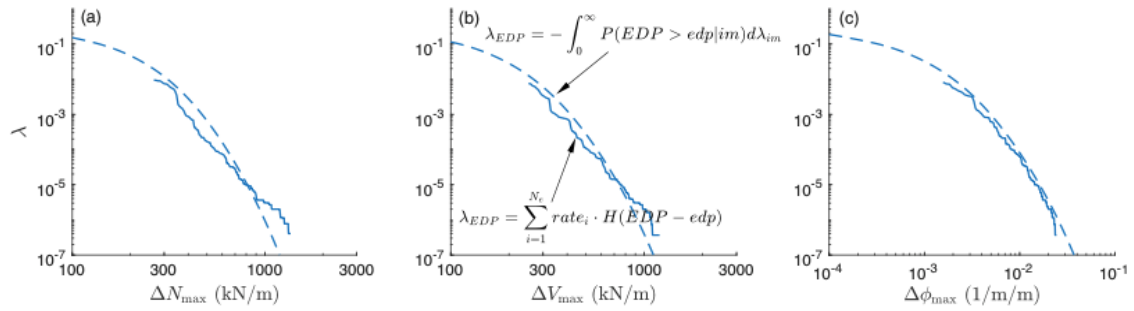


Figura 2.2. Curvas de riesgo para el incremento máximo de (a) esfuerzo axial, (b) esfuerzo de corte y (c) curvatura del túnel. Figura obtenida de Lyon (2019).

3. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

Para profundizar el conocimiento en la respuesta sísmica de túneles en suelos blandos, la presente investigación define dos objetivos principales. El primero (OP1) consiste en calcular las curvas de demanda sísmica (SDHC o *Seismic Demand Hazard Curves*) en túneles circulares emplazados en ambientes de subducción. La demanda sísmica será descrita en términos de parámetros de demanda EDPs (por sus siglas en inglés *Engineering Demand Parameters*), como el momento flector y las deformaciones del revestimiento del túnel. El segundo objetivo (OP2) consiste en desarrollar un modelo predictivo de deformaciones horizontales del túnel, basada en los resultados de un análisis dinámico incremental, el cual permita estimar los esfuerzos internos en el túnel incorporando de forma explícita la incertidumbre del movimiento sísmico. Este último parámetro, es ampliamente utilizado en el diseño de túneles superficiales, por lo que el desarrollo de una forma funcional permitirá su aplicación directa en otros túneles de similares configuraciones geotécnicas emplazados en ambientes de subducción como el chileno.

La metodología de investigación en la presente tesis se desarrolla en tres etapas fundamentales: La Etapa 1, considera la revisión del estado del arte del diseño y metodologías de evaluación de la demanda sísmica, seguido de la Etapa 2 y Etapa 3, las cuales se centran en el desarrollo los objetivos OP1 y OP2 respectivamente. Estas tres etapas se desarrollan en orden lógico de avance en la investigación y sus alcances se explican brevemente a continuación.

3.1 Etapa 1: Estado del Arte

Se realiza una revisión bibliográfica que parte con el estudio de casos historia de daños observados en túneles en sismos pasados y que han sido documentados en la literatura científica por diversos autores, seguido de la presentación de diferentes enfoques actuales para evaluar la respuesta sísmica en túneles, considerando diversos métodos como los analíticos, experimentales y numéricos. Posteriormente, se presentan las metodologías contemporáneas para evaluar amenaza sísmica por medio del desarrollo de curvas de fragilidad.

Una evaluación crítica del estado del arte permite comprender las diferentes metodologías de evaluación de amenaza sísmica en túneles urbanos e identificar los principales aspectos, así como limitaciones existentes para abordar el problema de diseño sísmico, definiendo el marco teórico básico que se seguirá en la investigación.

3.2 Etapa 2: Cálculo de la Demanda Sísmica en Túneles Superficiales

3.2.1 Definición de los Modelos Numéricos

A partir de la revisión bibliográfica y los lineamientos del proyecto Fondecyt en el cual se enmarca esta investigación, se define la matriz experimental de los casos de estudio, la cual contempla las configuraciones a desarrollar en la construcción de los modelos numéricos. En esta etapa se definen los parámetros de diseño para dos modelos de túneles estudiados, estas configuraciones se denominan D12 y D24 en función de la profundidad a la que se encuentra la clave del túnel, es decir, 12 m y 24 m respectivamente. Ambas unidades consisten en un túnel de hormigón proyectado de 6 m de diámetro y se encuentran emplazados en un depósito homogéneo de arena fina Leighton Buzzard (LBS) de 140 m de ancho y 60 m de profundidad. Los modelos numéricos se implementan en el software de elementos finitos OpenSees® (McKenna, 2011), considerando elementos viga-columna lineales elásticos para modelar la sección transversal del túnel y elementos isoparamétricos de cuatro nodos para modelar el depósito de suelo. Se eligió el modelo constitutivo PressureDepenMultiYield o PDMY (Yang & Elgamal, 2003) para modelar el comportamiento histerético de la arena. En esta investigación se consideran tres niveles de densidades relativa en la arena ($D_r = 75\%$, 65% y 55%). Es importante destacar que en esta etapa se presenta la validación y calibración de parámetros del modelo constitutivo por medio de un modelo de elementos finitos de prueba (Lyon et al., 2022), el cual reproduce los ensayos en centrifuga geotécnica estudiados por Lanzano et al., 2012 para el caso de un túnel de 6 m de diámetro en LBS y densidad relativa 75%. Adicionalmente, la validación del modelo constitutivo se complementó con la simulación de ensayos de corte simple y la simulación de la respuesta sísmica de un depósito de suelo en condiciones de campo libre.

3.2.2 Peligro Sísmico y Selección de Acelerogramas

Para evaluar la demanda sísmica considerando diferentes parámetros de demanda o EDPs se desarrolla un estudio probabilístico de amenaza sísmica (PSHA) en el lugar del emplazamiento hipotético de los túneles. Este estudio considera parámetros como la caracterización y distribución de la geometría de las fuentes sísmicas y escenarios tectónicos relevantes, la determinación de la distribución temporal de los terremotos para caracterizar la sismicidad de cada fuente y la determinación de la distribución de intensidades del movimiento sísmico. Posteriormente, se selecciona y escala un conjunto representativo de registros sísmicos mediante la metodología Conditional Scenario Spectra o CSS (Abrahamson & Yunatci, 2010; Arteta & Abrahamson, 2019), la cual se desarrolla en cuatro pasos fundamentales que permiten obtener un conjunto de registros de aceleración con sus respectivas tasas de excedencia, para ser utilizados en las simulaciones numéricas posteriores.

3.2.3 Respuesta Dinámica de los Modelos Numéricos

A partir de los acelerogramas seleccionados en el Capítulo 5, se obtiene la respuesta dinámica del sistema suelo-estructura de manera numérica. La respuesta de las seis configuraciones (e.g., modelos geométricos D12 y D24 y densidades relativas $D_r=55, 65$ y 75%) se expresan en función de cuatro EDPs: cargas axiales máximas (N), momentos flectores en el revestimiento del túnel (M), razones de drift (Δ) y asentamiento sobre el eje central del túnel (δ_z).

Para el análisis de los resultados se desarrolló una herramienta de post-procesamiento, la cual ayuda a inspeccionar la data y graficar los parámetros relevantes en la investigación. Con lo anterior, se genera un conjunto de figuras que resumen los valores obtenidos para cada EDP seleccionado, lo que ayudará a determinar conclusiones relevantes en función de la profundidad del túnel y las diferentes densidades de suelo.

3.2.4 Evaluación de la Demanda Sísmica

Se desarrollan curvas de demanda sísmica (SDHC) sumando las tasas medias de excedencia de los movimientos sísmicos del suelo que superen ciertos valores umbrales definidos. Esta evaluación de demanda sísmica se desarrolla por medio de la metodología CSS descrita en el Capítulo 5 y se presenta en función de los parámetros de diseño de momentos flectores (M) y razones de drift (Δ), considerando tasas de excedencia entre los 10^{-4} y 10^{-1} eventos/año. Las curvas se entregan en un set de figuras que consideran ambos modelos de túnel (D12 y D24) y las tres densidades de suelo estudiadas. Con esta evaluación, se puede determinar parámetros de respuesta en el túnel consistente con los niveles de desempeño requeridos para el diseño sísmico. Adicionalmente, se desarrolla una tabla con valores de diseño para momento flector (M) y razones de razones de drift (Δ) para periodos de retorno (T_r) de 500, 1250 y 2500 años.

3.3 Etapa 3: Desarrollo de Modelo Predictivo

3.3.1 Formulación de Ecuación Predictiva

Se propone una ecuación para determinar deformaciones máximas (γ_{max}) de un depósito de suelo en condiciones de campo libre, considerando parámetros clave como la altura del depósito de suelo, su periodo fundamental y la velocidad máxima del suelo ante un evento sísmico. Este modelo predictivo se aplica en conjunto con las ecuaciones basadas en la teoría de la elasticidad propuestas por Wang (1993) y Penzien (2000) para determinar los esfuerzos internos en túneles circulares.

Para la formulación de la ecuación predictiva, se simuló perfiles de γ_{max} por medio de modelamiento numérico de una columna de suelo en campo libre utilizando un enfoque lineal equivalente. El desarrollo consiste en 18 modelos de suelos con diferentes

profundidades que van desde los 20 m a los 50 m y periodos fundamentales (T_n) entre 0.2 s y 0.7 s. La caracterización de la variabilidad de estos modelos se estudia por medio de la selección de 91 registros de aceleración provenientes de terremotos de subducción, sometiendo a cada uno de los depósitos de suelo a estos registros sísmicos escalados a cinco niveles de PGV, resultando en un total de 8190 simulaciones, lo que permitió establecer una forma funcional para el logaritmo de γ_{max} . Además, se verificó el supuesto de log-normalidad de las deformaciones de corte implícito en la forma funcional mediante un test Kolmogorov-Smirnoff con 5% de nivel de significación a las deformaciones normalizadas. Posteriormente, se implementó un modelo de regresión lineal sobre la variable γ para determinar los coeficientes de regresión de la forma funcional, presentándose la ecuación del modelo predictivo para determinar las deformaciones máximas γ_{max} . Con lo anterior, se entrega una tabla de valores para determinar el escalamiento de las deformaciones con la profundidad y la desviación estándar del modelo predictivo para diferentes periodos fundamentales.

Finalmente se desarrolla un ejemplo ilustrativo para el cálculo de momento flector (M) de un túnel de 6 m de diámetro con una profundidad de 12 m, considerando valores de PGV consistente con los periodos de retorno de 500 y 2500 años. El valor de este EDP se obtiene por medio del modelo predictivo desarrollado en este capítulo y se compara con la ecuación propuesta por [Penzien \(2000\)](#).

4. DEFINICIÓN DE LOS MODELOS NUMÉRICOS.

4.1. Matriz Experimental

Los casos de estudio se enmarcan en el contexto del proyecto FONDECYT 11180937, cuyo objetivo es evaluar el riesgo sísmico en túneles poco profundos considerando diversas densidades de suelos. En la presente investigación se consideraron dos configuraciones geométricas típicamente utilizadas en túneles inter-estación ubicados en entornos urbanos (e.g., América del Sur, México y el Noroeste del Pacífico). En el presente estudio, estas configuraciones de túneles se denominaron D12 y D24 en función de la profundidad a la que se encuentra la clave del túnel, es decir, 12 m y 24 m respectivamente. Ambas unidades consisten en un túnel de hormigón proyectado de espesor primario 0.3 m, reforzado con mallas de acero electrosoldado y vigas reticuladas de acero espaciadas cada 1 m, como se muestra en el ejemplo de la Figura (4.1).

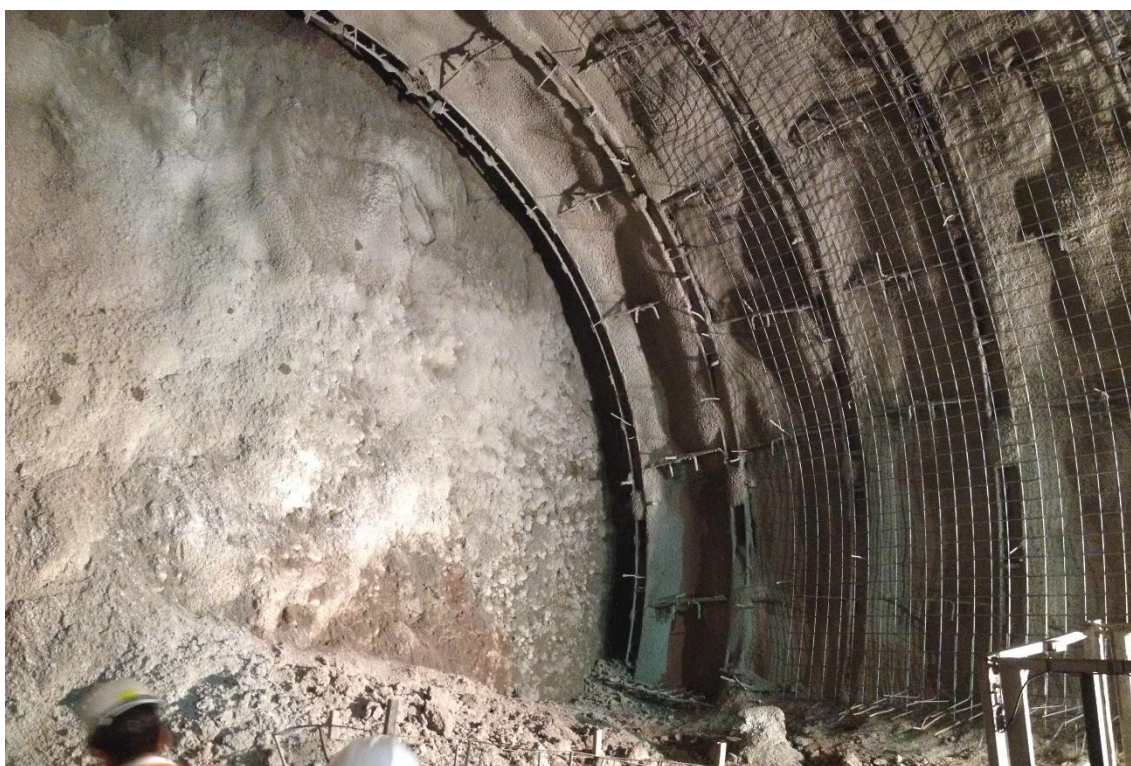


Figura 4.1. Túnel pique Maraton, línea 3 metro de Santiago.

Las propiedades geotécnicas del hormigón proyectado para suelos blandos se obtuvieron de [Thomas \(2018\)](#), donde el módulo elástico a los 28 días para distintas edades del hormigón se puede estimar como $E = E_{28}(1 - e^{-0.42t_a})$, donde t_a es la edad del hormigón en días. Las propiedades del hormigón proyectado se presentan en la Tabla (4.1).

Por otro lado, el medio donde se emplazan los túneles consiste en un depósito de suelo homogéneo de arena fina Leighton Buzzard (LBS) de 140 m de ancho, 60 m de profundidad y se encuentra apoyado sobre un semi-espacio elástico de peso unitario $\rho =$

2,24 Kg/ m³, con velocidad de ondas de corte (V_s) de 760 m/s. La densidad relativa de la arena (D_r) para ambas profundidades se asume en 75% (arena media densa), 65% (arena media) y 55% (arena media suelta). Para una caracterización más completa de los parámetros geotécnicos de LBS ver [Visone & Santucci de Magistris \(2009\)](#). Los parámetros de los modelos D12 y D24 que definen la matriz experimental se presentan en la Tabla (4.2) y su nomenclatura de aquí en adelante se referencia como D12 o D24 en función de la profundidad de la clave del túnel, seguido de un guion y los números 75, 65 o 55, referente a la densidad relativa del suelo (D_r) que adopta el modelo numérico.

Tabla 4.1. Propiedades del hormigón proyectado.

| Parámetro | Hormigón proyectado de alta calidad | Hormigón proyectado construido in-situ |
|--------------------|-------------------------------------|--|
| E_{28} | 34 GPa | 31 GPa |
| f_{cu}^1 | 20 MPa | 6 MPa |
| f_{cu}^2 | 59 MPa | 44 MPa |
| ν | 0.18-0.48 | 0.15-0.22 |
| ε_{sh} | 0.1-0.12% | 0.03-0.08% |
| ρ | 2140-2235 kg/m ³ | 2200-2600 kg/m ³ |
| α_d | $8.25-15 \cdot 10^{-6} /K$ | $10 \cdot 10^{-6} /K$ |

E_{28} = módulo de elasticidad a los 28 días, f_{cu}^1 = resistencia cilíndrica a 1 día, f_{cu}^2 = resistencia cilíndrica a los 28 días, ν = módulo de Poisson a los 28 días, ε_{sh} = retracción a los 100 días, ρ = densidad, α_d = coeficiente de dilatación térmica.

Tabla 4.2. Matriz experimental

| Modelos | Parámetros | | | | | | |
|---------|------------|-------|--------|--------|---------|--------|----------|
| | $D_r(\%)$ | e_0 | $h(m)$ | $b(m)$ | $th(m)$ | $d(m)$ | $d_c(m)$ |
| D12-75 | 75 | 0.71 | 60 | 110 | 0.3 | 6 | 12 |
| D12-65 | 65 | 0.75 | 60 | 110 | 0.3 | 6 | 12 |
| D12-55 | 55 | 0.79 | 60 | 110 | 0.3 | 6 | 12 |
| D24-75 | 75 | 0.71 | 60 | 110 | 0.3 | 6 | 24 |
| D24-65 | 65 | 0.75 | 60 | 110 | 0.3 | 6 | 24 |
| D24-55 | 55 | 0.79 | 60 | 110 | 0.3 | 6 | 24 |

$D_r(\%)$ = densidad relativa, e_0 = índice de vacíos, h = altura del depósito de suelo, b = ancho del depósito, th = espesor del revestimiento, d = diámetro del túnel (eje neutro de la sección), d_c = profundidad de la clave del túnel.

4.2. Implementación los modelos numéricos

Los modelos numéricos se implementaron en el software de elementos finitos OpenSees ([McKenna, 2011](#)), considerando una simetría de deformaciones planas (2D). Para modelar la sección transversal de los túneles se utilizaron 48 elementos lineales elásticos tipo *ElasticBeamColum*, los que poseen 3 grados de libertad por nodo con un Módulo de Young para el hormigón proyectado (E) de 30 GPa y peso por unidad de volumen de $\rho_l = 21.5 \text{ kN/m}^3$ ([Thomas 2018](#)). Por otro lado, el depósito de suelo se modela con una malla de 2182 elementos isoparamétricos de cuatro nodos para D12 y 2247 elementos para D24,

utilizando el modelo constitutivo *PressureDepenMultiYield* (Yang & Elgamal, 2003). El tamaño máximo en los elementos de suelo se limitó a $\Delta l < \lambda/10$, donde $\lambda \approx 20$ m y corresponde a la longitud de onda más corta considerada en el análisis (Kuhelemeyer & Lysmer, 1973). La interacción suelo estructura se modela bajo el supuesto “no-slip”, es decir, no se permite el desplazamiento relativo entre el suelo y el túnel.

Para simular las condiciones de borde en campo libre, se impuso una restricción cinemática de igual desplazamiento en los bordes del modelo por medio de dos columnas de corte. Adicionalmente, la base del modelo está apoyado sobre un conjunto de amortiguadores viscosos que permiten disipar las ondas verticales que viajan en sentido negativo (-Z) y para simular la absorción de ondas en la base del modelo, los nodos se unen a puntos de control horizontales y verticales con coeficientes de amortiguación $c_s = \rho_s V_s$ y $c_p = \rho_s V_p$, respectivamente. En las Figuras (4.2) y (4.3) se presentan los modelos numéricos D12 y D24.

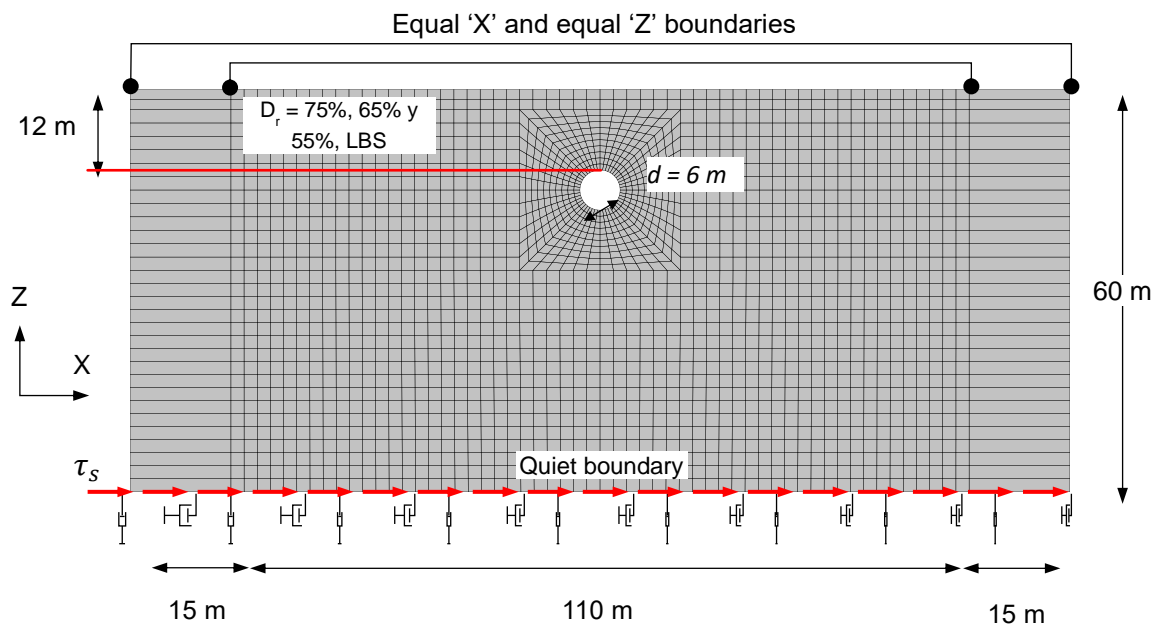


Figura 4.2. Geometría de modelo numérico D12

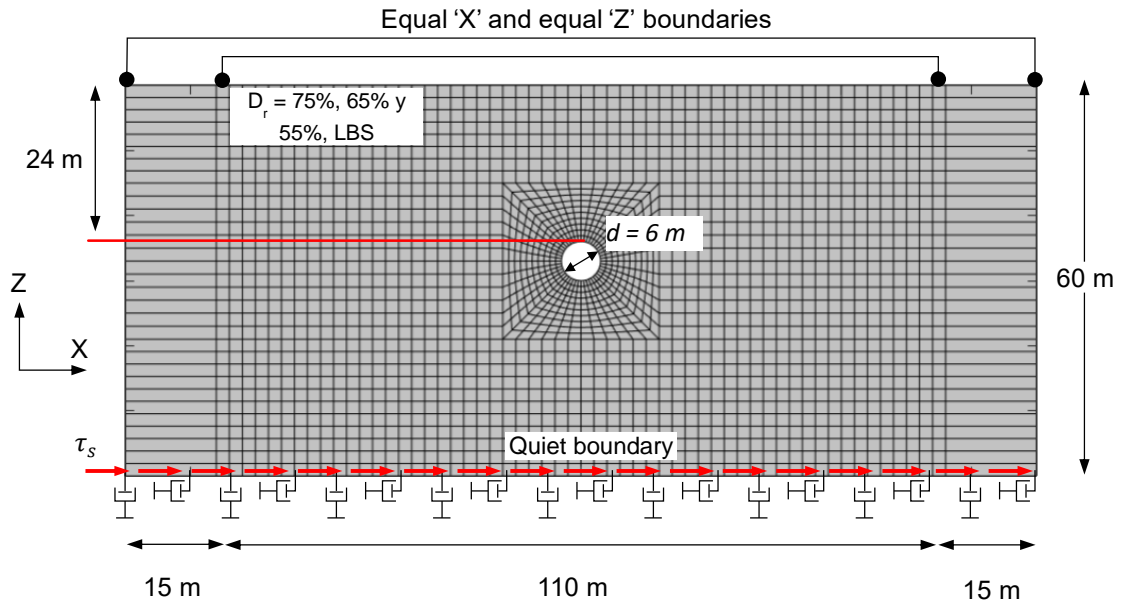


Figura 4.3. Geometría de modelo numérico D24

El comportamiento histerético del arena se define mediante el modelo constitutivo *PressureDependMultiYield* (PDMY), el cual considera una relación de esfuerzos de corte octaédricos para simular la plasticidad del suelo, este modelo utiliza un criterio de falla Drucker-Prager, donde el esfuerzo de corte τ varía en función de la deformación γ y la presión de confinamiento p' de acuerdo con la Ecuación (4.1), donde γ_r corresponde a la deformación asociada a un 50% de reducción del módulo de corte. G es el módulo de corte en función de la presión, G_r es el módulo de corte de baja deformación a una presión de confinamiento p'_r y el exponente m es un coeficiente adimensional que controla la variación del módulo de corte y módulo de Bulk en relación a la presión de confinamiento y toma valores que varían entre 0.4 -0.5. De esta forma el esfuerzo de corte máximo τ_f a una presión de confinamiento p' para el modelo PDMY se puede obtener mediante la Ecuación (4.2) y su relación tensión- deformación se presenta en la Figura (4.4).

Es importante destacar que los valores para el módulo de corte de referencia varían con la densidad relativas del suelo (D_r). En este caso, para definir la variación del módulo de corte (G) en profundidad en cada modelo, se utilizó la relación $G/p_a = G_b f_1(e) f_2(p')$ (Harding & Richart Jr, 1963), en donde $G_b = 1155$ es una constante definida en función de la angulosidad y gradación de la matriz de suelo, $f_1(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$, $f_2(p') = (p'/p_a)^m$ con $m = 0.5$, y p_a es la presión atmosférica. Los perfiles resultantes de G/p_a se presentan en la Figura (4.5). De esta manera, el modelo constitutivo PDMY posee 11 coeficientes que determinan los ciclos de histéresis de la arena, y se presenta en la Tabla (4.3). De estos parámetros, los valores de la densidad de masa ρ_m , el ángulo de fricción en estado crítico φ_c y la relación de vacíos inicial e_0 , se obtuvieron del estudio de caracterización geotécnica y ensayos de laboratorio de Visone & Santucci de Magistris (2009). Para el resto de los parámetros se adoptan recomendaciones de Yang & Elgamal (2003) para arenas densas.

$$\tau = \frac{G_\gamma}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r} \left(\frac{p'}{p'_r}\right)^m} \quad (4.1)$$

$$\tau_f = \frac{2\sqrt{2} \sin \phi}{3 - \sin \phi} p' \quad (4.2)$$

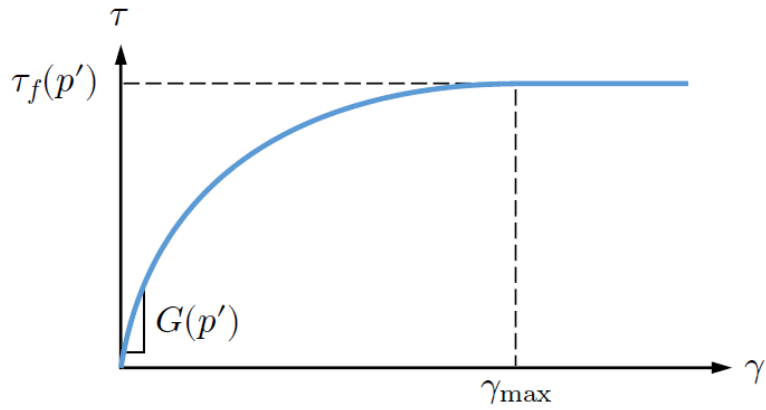


Figura 4.4. Relación tensión- deformación del modelo PDMY

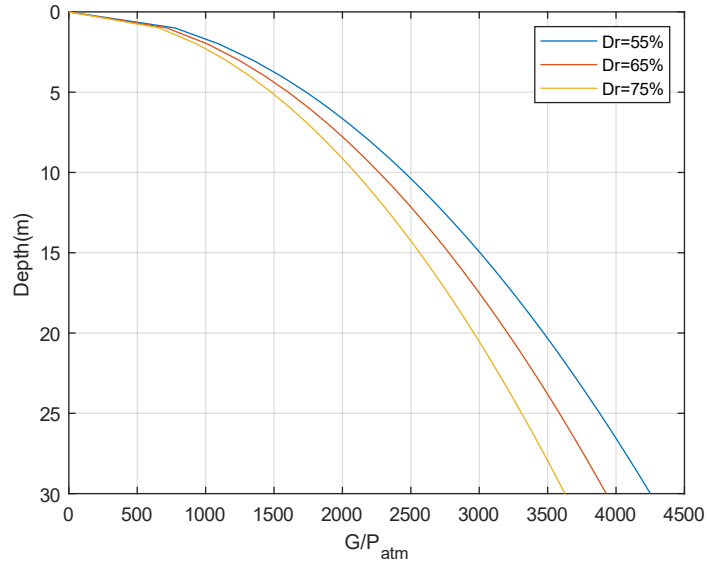


Figura 4.5. Perfiles del módulo de corte (G_{\max}) en función de la profundidad para las diferentes densidades relativas (D_r).

Tabla 4.3. Parámetros del modelo PDMY para LBS

| Parámetro | Valor |
|---|---|
| Densidad, ρ_m | 15.5 kN/m ³ |
| Módulo de corte de referencia, G_r | Dr-75%: 143 Mpa Dr-65%: 132 Mpa Dr-55%: 122 Mpa |
| Módulo de Bulk de referencia, B_r | 310 Mpa |
| Ángulo de Fricción, φ_c | 32° |
| Deformación de corte máxima, γ_{max} | 0.1 |
| Exponente de módulo de corte, m | 0.5 |
| Angulo de fase, φ_{PT} | 27° |
| Coefficiente de contracción, c_t | 0.05 |
| Coefficiente de dilatación 1, d_{i1} | 0.6 |
| Coefficiente de dilatación 3, d_{i3} | 3 |
| Índice de vacíos, e_0 | Dr-75%: 0,71 Dr-65%: 0,75 Dr-55%: 0,79 |

4.3. Validación de los modelos numéricos

Debido a la falta de datos experimentales disponibles para las configuraciones de túneles y depósitos de suelos descritos en la matriz experimental (Tabla 4.2), la calibración de los parámetros del modelo constitutivo PDMY se realizó utilizando un modelo de elementos finitos de prueba (Lyon et al., 2022), el cual reproduce los ensayos centrifuga estudiados por Lanzano et al., 2012 para el caso de un túnel de 6 m de diámetro en LBS y densidad relativa 75%. En este ensayo, la aceleración impuesta en la base del modelo corresponde a movimientos armónicos con amplitudes entre 0.05 g y 0.15 g y frecuencias entre 0.375 Hz y 1 Hz (unidades en escala prototipo). El modelo de elementos finitos de prueba y la correspondiente calibración de los parámetros de PDMY, reprodujeron con éxito la aceleración medida en varios puntos del depósito de suelo y adyacentes al túnel, contenido de amplitud, frecuencia y fase del movimiento del suelo, obteniéndose una respuesta similar para diferentes puntos de control definidos en todo el modelo y diferentes entradas de registros sísmicos. Adicionalmente, para validar la robustez de los parámetros del modelo PDMY, se realizaron dos pruebas: (i) respuesta de un elemento en corte simple y (ii) respuesta de una columna de suelo en campo libre. En el primer caso, se evaluó la respuesta histerética de un elemento de suelo sometido a ciclos de deformación variable (Figura 4.6), resultado que fue comparado con las curvas de degradación del módulo de corte (G/G_{max}) y amortiguamiento (D) provenientes de los ensayos de columnas resonantes (RCTS) descritos por Visone & Santucci (2009). Con esta prueba, se concluye que los valores de degradación del módulo de corte y amortiguamiento concuerdan con los valores experimentales y las estimaciones obtenidas a partir de relaciones empíricas para arenas densas según autores como Darandeli (2001) e Idriss & Seed., (1970) (Figura 4.7). En la segunda prueba, se simuló la respuesta en campo libre de una columna de suelo de 23,3 m modelado con la constitutiva PDMY y se comparó con la respuesta lineal equivalente de un depósito de suelo implementado en

Shake 91®. Ambos modelos se sometieron al sismo de Kobe (PEER-RSN1104) escalados a valores de $PGA_{rock} = 0.11$ y 0.05 g. En esta prueba, se observa que los espectros de pseudoaceleración (S_a) en la superficie libre de los modelos lineal-equivalente y el modelo de elementos finitos son consistentes en el rango de periodos 0.01 s a 10 s. En la Figura (4.8) se presenta el espectro de pseudoaceleración ($\xi = 5\%$) en superficie escalado a $PGA_{rock} = 0.11$ g (Figura 4.8 a) y $PGA_{rock} = 0.05$ g (Figura 4.8 b).

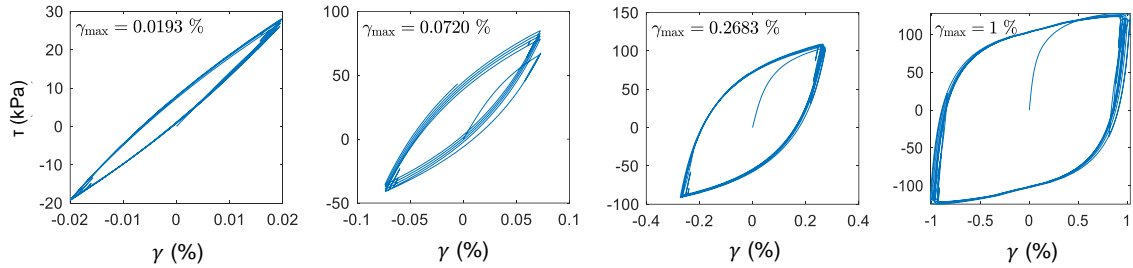


Figura 4.6. Ciclos de histéresis de un elemento de suelo sometido a corte simple para diferentes valores de γ_{max}

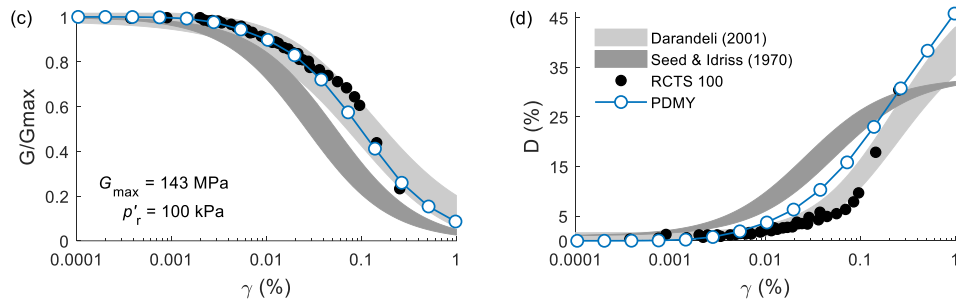


Figura 4.7. (a) Curva de degradación de rigidez vs deformación y (b) curva de amortiguamiento vs deformación

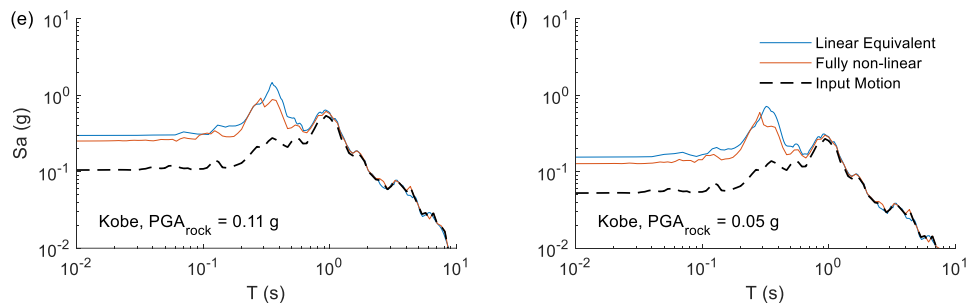


Figura 4.8. Espectro de respuesta ($\xi = 5\%$) para el registro sísmico de Kobe (RSN1104) para $PGA_{rock} = 0.11$ g (a) y $PGA_{rock} = 0.05$ g (b)

5. PELIGRO SÍSMICO Y SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS

Para desarrollar el objetivo OP1, el cual consiste en evaluar la amenaza sísmica para diferentes parámetros de demanda ingenieril o EDPs se utiliza la metodología Conditional Scenario Spectra o CSS (Abrahamson & Yunatci, 2010; Arteta & Abrahamson, 2019). Esta metodología se desarrolla en el presente capítulo considerando dos partes principales, la primera consiste en realizar un estudio de peligro sísmico en el lugar del emplazamiento hipotético de la estructura. Mientras que la segunda parte, consiste en seleccionar los acelerogramas que serán utilizados en las simulaciones numéricas posteriores, considerando sus respectivas tasas de excedencia. Es importante destacar que una buena categorización de la zona de estudio, así como una correcta selección de registros sísmicos ayudarán a disminuir la variabilidad de las respuestas obtenidas en los análisis dinámicos.

5.1 Amenaza Sísmica y Espectros de Diseño

Se desarrolla un análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA), el cual considera: (i) la caracterización y distribución de la geometría de las fuentes sísmicas y escenarios tectónicos relevantes por medio de funciones de distribución de probabilidades que relacionan la distancia del sitio a la fuente, (ii) la determinación de la distribución temporal de los terremotos para caracterizar la sismicidad de cada fuente y (iii) la determinación de la distribución de intensidades del movimiento sísmico de cada fuente. Finalmente, las incertidumbres de la distancia a la fuente, las distribuciones de magnitudes de los eventos y la predicción del movimiento del suelo son combinadas para obtener la curva de amenaza sísmica que determina la distribución del parámetro de intensidad, en este caso, la pseudoaceleración (Sa) en el periodo T_j . Para un modelo que consta de N_s fuentes sísmicas, la curva de peligro PSHA (λ_{PSHA}) se puede determinar por medio de la Ecuación 5.1 (Candia et al., 2019).

$$\lambda_{PSHA}(T_j) = \sum_{\ell=1}^{N_s} N^{\ell}(M_{min}) \int_{M_{min}}^{M_{max}} \int_0^{R_{max}} P(Sa(T_j) > z | m, r) f_M^{\ell}(m) f_R^{\ell}(r, m) dr dm \quad (5.1)$$

donde el término $N^{\ell}(M_{min})$ corresponde al número de terremotos con una magnitud superior a un umbral de magnitud M_{min} , el término $P(Sa(T_j) > z | m, r)$ es la probabilidad condicional de que la medida de intensidad $Sa(T_j)$ exceda un nivel z dado, un valor de magnitud (m) y una distancia (r). Los términos $f_M^{\ell}(m)$ y $f_R^{\ell}(r, m)$ son las funciones de densidad de probabilidad para magnitud y distancia, respectivamente.

En este contexto, se considera que los túneles D12 y D24 (Figuras 4.2 y 4.3) se encuentran ubicados hipotéticamente en Chile central, en la ciudad de Santiago (33.4124 ° S; 70.5635 ° W), región comúnmente afectada por sismos de subducción. En el presente estudio, el análisis PSHA para el sitio, se realizó en la plataforma SeismicHazard V3.0, (Candia et al., 2019), considerando una velocidad de onda de corte promedio (V_{s30}) para los primeros 30 metros de 760 m/s. La geometría de las fuentes sísmicas, la segmentación y

los parámetros de la ley de recurrencia de la magnitud, se obtuvieron de [Poulos et al. 2019](#), el cual se representa por tres fuentes interplaca con profundidades entre 5 y 60 km, y cuatro fuentes intraplaca de profundidades entre 60 km y 160 km. La escala que relaciona el área de ruptura con la magnitud utiliza el modelo de [Strasser et al. 2010](#), y el escalamiento de las superficies de ruptura está restringido por la geometría de la fuente. Por otro lado, la intensidad del movimiento del suelo para el sitio se obtuvo utilizando la ley de atenuación (GMM) de [Montalva et al. 2017](#), para fuentes tipo interplaca e intraplaca.

A partir de las curvas de amenaza obtenidas por medio de la ecuación de PSHA (λ_{PSHA}) el peligro sísmico en esta ubicación se presenta en términos de espectros de peligro uniforme o UHS (Figura 5.1) considerando 10 niveles de peligro que van desde $\Lambda_1 = 0,1$ a $\Lambda_{10} = 0,0002$ eventos / año. Este paso es fundamental para la selección de registros sísmicos y la obtención de los espectros medios condicionados (CMS) que serán descritos en el siguiente apartado.

5.2 Selección de registros sísmicos y obtención de tasas de excedencia

La metodología CSS ([Abrahamson & Yunatci, 2010](#); [Arteta & Abrahamson, 2019](#)) utilizada en esta investigación para seleccionar los registros sísmicos y obtener sus tasas de excedencia se conforma de cuatro pasos principales, los cuales son explicados brevemente a continuación.

Paso 1: A partir del análisis PSHA se construye un espectro medio condicionado o CMS ([Baker 2011](#)), el cual se desarrolla utilizando la magnitud media y la distancia, obtenidas de la desagregación de la amenaza para cada nivel de peligro y un periodo de condicionamiento, este último parámetro define el nivel de peligro para cada espectro. En el análisis de desagregación se identifica la contribución fraccionaria de diferentes escenarios de terremotos, determinados por combinaciones de magnitud y distancia ([Baker & Jayaram 2008](#)). Por lo tanto, para un período de condicionamiento T_0 , el CMS y su variabilidad en un nivel de peligro k se pueden escribir como se muestra en la Ecuación (5.2) y la Ecuación (5.3), respectivamente:

$$S_k(T_j) = S_a(T_j | M_k, R_k) \exp\left(\rho(T_j, T_0) \varepsilon_k(T_0) \sigma(T_j)\right) \quad (5.2)$$

$$\sigma_{CMS,k}(T_j) = \sigma(T_j) \sqrt{1 - \rho^2(T_j, T_0)} \quad (5.3)$$

En estas expresiones, el subíndice k en una variable hace referencia al k -ésimo nivel de peligro de dicha variable. De este modo, $S_a(T_j | M_k, R_k)$ y $\sigma(T_j)$ son la pseudoaceleración media y la desviación estándar en el período T_j obtenidas de una ley de atenuación del movimiento del suelo (GMM) y consistentes con el k -ésimo nivel de peligro. Asimismo, M_k y R_k son la magnitud y distancia media obtenidas de la desagregación del peligro en el k -ésimo nivel de peligro, y $\rho(T_j$ y $T_0)$ corresponde a la correlación total entre los

residuos de movimiento del suelo en T_j y T_0 . Finalmente, el término $\varepsilon_k(T_0)$ (Ecuación 5.4) es el número de desviaciones estándar logarítmicas entre $Sa_k(T_0)$ y los espectros medios $S_a(T_j | M_k, R_k)$.

$$\varepsilon_k(T_0) = \frac{\log Sa_k(T_0) - \log Sa(T_0 | M_k, R_k)}{\sigma(T_0)} \quad (5.4)$$

Los valores de $CMS_k(T_j)$ y $\sigma_{CMS,k}(T_j)$ se definen para un período de condicionamiento $T_0 = 1s$, y períodos estructurales $0.01s \leq T_j \leq 2s$, considerando diez niveles de peligro ($k = 1, \dots, 10$), correspondientes a las tasas medias de excedencia de $\Lambda = \{0.1, 0.05, 0.025, 0.0126, 0.0063, 0.0032, 0.0016, 0.0008, 0.0004, 0.0002\}$ eventos / año. Además, se utilizó el modelo de correlaciones espectrales de [Abrahamson et al. 2016](#) válido para ambientes de subducción. En la Figura 5.1 se presentan los espectros de peligro uniforme o UHS (Figura 5.1 a) y los espectros medios condicionados o CMS (Figura 5.1 b) junto con una escala de colores que indica el nivel de peligro (periodos de retorno) para cada espectro.

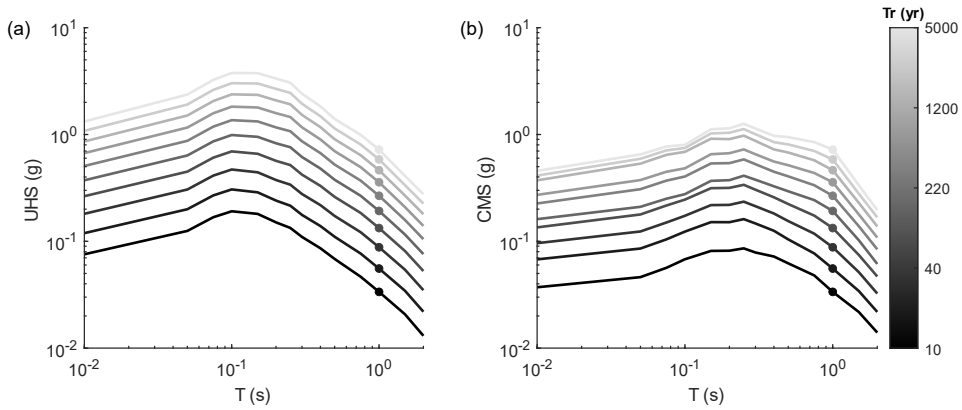


Figura 5.1. (a) Espectros de riesgo uniforme (UHS) y (b) Espectros medios condicionados (CMS)

Paso 2: Se selecciona un conjunto de N_s movimientos del suelo que mejor representen CMS y su variabilidad, para ello se utilizan simulaciones Monte Carlo para cada nivel de peligro k . El mejor conjunto se determina mediante una función de la máxima verosimilitud (LL_k) (Ecuación 5.5).

$$LL_k = \sum_{i=1}^{nS} \sum_{j=1}^{nP} -\ln(\sigma_{CMS,k}(T_j)) - \frac{(\ln(\alpha_{i,k} Sa_i(T_j)) - \ln CMS_k(T_j))^2}{2\sigma_{CMS,k}^2(T_j)} \quad (5.5)$$

donde nP es el número de períodos estructurales, $\alpha_{i,k}$ es el factor de escala aplicado al i -ésimo movimiento del suelo en el k -ésimo nivel de peligro y $Sa_i(T_j)$ es la pseudoaceleración del i -ésimo movimiento del suelo en el período T_j .

Paso 3: Se asignan tasas de recurrencia a cada registro. Para ello, el conjunto con máxima probabilidad (LL_k) se selecciona en cada nivel de peligro y se escala al valor del punto medio entre $Sa_k(T_0)$ y $Sa_{k+1}(T_0)$. A los movimientos del suelo en el k -ésimo nivel de

peligro se les asigna un valor inicial de la tasa de ocurrencia como se define en la Ecuación (5.6), donde Λ_k y Λ_{k+1} son los niveles de peligro k y $k + 1$, respectivamente.

$$\text{Rate}_{i,k} = \frac{\Lambda_k - \Lambda_{k+1}}{N} \quad (5.6)$$

Paso 4: Reconstruir las curvas de amenaza para $Sa(T_j)$ del conjunto escalado de historiales de tiempo N_s y sus respectivos niveles de peligro nH , agregando las tasas de movimiento del suelo que exceden un cierto nivel de intensidad z , por medio de la Ecuación (5.7). Donde $H(\cdot)$ es la función Heavyside.

$$\lambda_{CSS}(T_j) = \sum_{i=1}^{nS} \sum_{k=1}^{nH} \text{Rate}_{i,k} H(\alpha_{i,k} Sa_i(T_j) - z) \quad (5.7)$$

Para minimizar las diferencias entre las curvas de peligro obtenidas mediante PSHA (Ecuación 5.1) y las curvas reconstruidas mediante CSS (Ecuación 5.7), las tasas de ocurrencia se ajustan iterativamente usando una función de penalización (Ecuación 5.8), donde $wt(T_j)$ es un valor de ajuste que contribuye a la selección de un rango de periodos en los que se desea alcanzar un ajuste perfecto. La función de penalización se evalúa para diferentes tasas de ocurrencia, obteniéndose un valor mínimo, cuando los movimientos del suelo alcanzan una reducción en un factor de cien o más son eliminados del conjunto de registros sísmicos.

$$\text{Penalty} = \sum_{j=1}^{nP} \sum_{k=1}^{nH} wt(T_j) \left(\ln \lambda_{CSS}(T_j) - \ln \lambda_{PSHA}(T_j) \right)^2 \quad (5.8)$$

Los pasos anteriormente descritos producen un conjunto de registros de aceleración con sus respectivas tasas de ocurrencia, los cuales son fácilmente utilizables para los análisis dinámicos posteriores. En esta investigación, los registros se seleccionaron de la base de datos SIBER-RISK (Castro et al., 2022), que contiene más de 4600 registros sísmicos provenientes de terremotos de subducción interplaca e intraplaca de profundidad intermedia, registrados en Chile y el sur de Perú entre 1985 y 2018. El criterio de búsqueda inicial consideró terremotos con magnitudes de momento $5 \leq M_w \leq 8.8$, registrados a una distancia de ruptura $R_{rup} < 1000$ km en sitios con velocidades de ondas de corte promedio entre $550 \text{ m/s} \leq V_{s30} \leq 900 \text{ m/s}$.

La selección de registros de aceleración en la metodología CSS se realizó en el programa Scenario Spectra, integrado en SeismicHazard V3.0 y el conjunto final contiene un total de $n_{CSS} = 112$ registros de aceleración provenientes de 18 terremotos y 30 registros únicos, obteniéndose sus correspondientes tasas de ocurrencia y factores de escala, cabe destacar que en los análisis dinámicos posteriores solo se consideró el componente nort-sur de cada registro.

En la Figura (5.2 a) se presentan los espectros de pseudoaceleración con 5% de amortiguamiento de los registros seleccionados, con un esquema de color correspondiente al nivel de peligro asociado. Por otro lado, en la Figura (5.2 b), se muestran las curvas de amenaza para diferentes periodos estructurales. Se puede observar cómo las ordenadas de amenaza recuperadas por la metodología CSS (puntos) son similares con las curvas de peligro basadas en el análisis PSHA (líneas) para el mismo rango de niveles de peligro seleccionados.

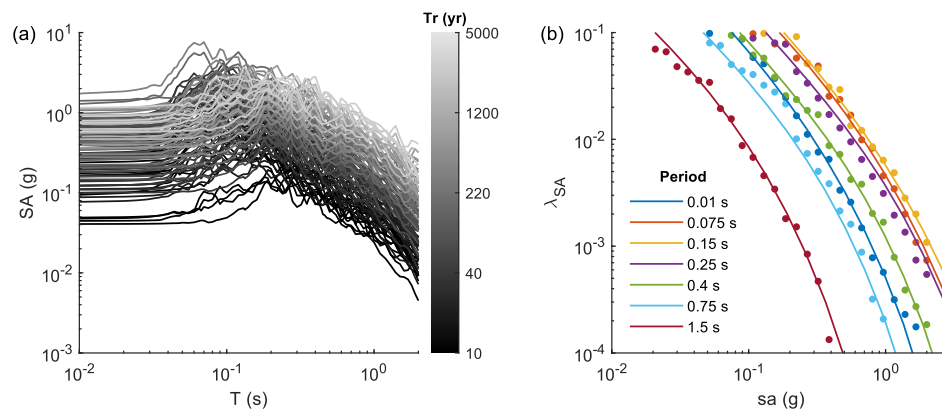


Figura 5.2. (a) Espectros de pseudoaceleración ($\xi = 5\%$) de los registros sísmicos seleccionados y (b) comparación entre curvas de peligro por medio de la metodología CSS (puntos) y el análisis PSHA (líneas continuas).

6. RESPUESTA DINÁMICA DE LOS MODELOS NUMÉRICOS

La respuesta dinámica del sistema suelo-estructura para cada registro de aceleración seleccionado en el **Capítulo 5** se obtiene numéricamente resolviendo la Ecuación (6.1), donde \mathbf{u} , $\dot{\mathbf{u}}$, y $\ddot{\mathbf{u}}$ son respectivamente, el desplazamiento absoluto, la velocidad y la aceleración en cada nodo del sistema, \mathbf{M} es la matriz de masa, $\mathbf{F}_{nl}(\mathbf{u})$ es el vector de fuerzas internas no lineales y \mathbf{F}_{sw} es el vector de fuerzas de peso propio. Es importante destacar, que además de la energía disipada por los ciclos de tensión -deformación en los elementos de suelo, se agregó un 2% de amortiguamiento tipo Rayleigh en la frecuencia $f_{min} = 3.2$ Hz para la estabilidad numérica y está representado por la matriz de amortiguamiento \mathbf{C} .

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_{nl}(\mathbf{u}) = \mathbf{F}_{sw} + \mathbf{F}(t) \quad (6.1)$$

Cada sismo se incorpora al modelo como un esfuerzo de corte $\tau_s = 2\rho V_s v_{su}$ distribuido en la base del modelo, este esfuerzo de corte se convierte posteriormente en fuerzas nodales $\mathbf{F}(t)$ concentradas en los nodos de la base. Para considerar el estado de tensiones iniciales, el peso propio se aplica en un análisis dinámico considerando el suelo como un material elástico y una vez alcanzado el equilibrio estático, la relación constitutiva del suelo se actualiza a su formulación no lineal. El historial de repuesta del sistema se obtiene utilizando el método de integración de Newmark con parámetros $\gamma = 0.5$, $\beta = 0.25$ y un paso de tiempo constante $\Delta t = 0.005$ s.

Los resultados de los modelos numéricos D12 y D24 se presentan en función de cuatro EDPs de interés, estos son las cargas axiales máximas (N), los momentos flectores en el revestimiento del túnel (M), las razones de drift (Δ) y el asentamiento sobre el eje central del túnel (δ_z). Para los cuatro parámetros anteriores se consideran las respuestas en función de las tres densidades relativas de suelo (D_r) estudiadas (75%, 65% y 55%). Las gráficas de cada uno de los EDPs se presentan en el set de Figuras (6.1 – 6.4), donde el nivel de amenaza correspondiente a cada evento se presenta a través de una escala de colores. Además, para hacer referencia a las diferentes densidades de suelo se utilizan atributos de forma, correspondiente a círculos para $D_r=55\%$, rombos para $D_r=65\%$ y cuadrados para $D_r=75\%$, los cuales se pueden observar en las leyendas de cada gráfica.

En las Figuras (6.1) y (6.2) se presentan los resultados de los parámetros de respuesta en términos de cargas axiales (N) y los momentos flectores (M) positivos y negativos en el túnel para los modelos D12 y D24, respectivamente. En este caso, tanto N como M se definen como el valor máximo del parámetro independiente de su ubicación dentro del túnel y se presentan en función de la velocidad máxima en roca superficial o *outcrop* (PGV_{rock}). En estas figuras se puede observar el incremento de las fuerzas internas con el aumento de la intensidad del movimiento del suelo para ambos modelos. Es importante destacar que la variabilidad con respecto a PGV_{rock} es significativamente menor en comparación con otras medidas de intensidad (IM) que se estudiaron, como PGA_{rock} y $S_a(T=0.5$ s y 1 s).

Al evaluar las cargas axiales, se puede observar la sensibilidad presente en los modelos. Por ejemplo, los valores de las cargas axiales para el modelo D24 (~ 1500 kN/m) superan casi por dos veces las solicitaciones del modelo D12 (~ 800 kN/m) en un PGV_{rock} de 0.011 m/s (Figura 6.1 a y 6.2 a). Por el contrario, no se presentan mayores diferencias en los valores alcanzados por los momentos flectores positivos o negativos en ambos modelos (Figura 6.1 b y 6.2 b). Sin embargo, se puede observar que para valores de PGV_{rock} menores a 0.1 m/s, el momento flector máximo es aproximadamente constante e igual a su componente estática, es decir el incremento dinámico del momento de flexión es insignificante.

Al momento de comprar los resultados con otros estudios de modelos de túneles similares, se puede observar que estos valores se encuentran dentro de rangos similares. Por ejemplo, en los estudios realizados por [Huang et al., 2020](#), para registros escalados de $PGA = 0.1$ g, se alcanzan valores de momento de flexión de 200 kN m/m en la posición angular $\theta = 270^\circ$, considerando un modelo de túnel circular de 6.2 m de diámetro ubicado a 20 m de profundidad, emplazado en un depósito de arena suelta ($V_{s30} < 200$ m/s) modelado por medio de elementos finitos en el software ABACUS. Otro estudio relevante es el desarrollado por [De Silva et al., 2020](#), donde se estudian dos profundidades de túneles enterrados en suelos de diferentes densidades, modelado por medio de diferencias finitas en el código PLAXIS ®. Con respecto al túnel de 10 m de diámetro, enterrado a 15 m de profundidad en arena densa ($D_r=75\%$ y $V_s > 450$ m/s), se registraron valores alcanzados de momento flector de 125 kN m/m en la sección $\theta = 135^\circ$ y valores de cargas axiales que varían entre los 300 kN/m y 700 kN/m. Además, en su investigación es importante destacar que cuando se asumen como parámetros del movimiento de entrada las medidas de intensidad PGA o PGV , existe una dispersión considerable entre la probabilidad de falla de los túneles en arena densa y arena suelta, comportamiento asociado con las diferentes amplificaciones del sitio. De hecho, las altas amplitudes del movimiento de entrada son amplificadas en modelos de arena densa, pero son amortiguadas en arena suelta.

En conclusión, y referente a los resultados obtenidos en el presente estudio, se podría inferir que la profundidad del túnel no es un componente que afecte directamente los momentos flectores, pero sí influye en las cargas axiales. Junto con lo anterior, no se observa mayor influencia de la compacidad del suelo en los esfuerzos internos del túnel. El comportamiento anterior también fue registrado en [Gutiérrez et al., 2021](#), donde se comparó el desempeño del modelo D24 con los resultados de un túnel de 12 m de profundidad estudiado por [Lyon et al., 2022](#), ambos modelos emplazados en una arena media densa LBS ($D_r=75\%$ y $V_s = 760$ m/s). De igual manera, los resultados obtenidos por [Lanzano et al., 2012](#), registran que la amplificación del movimiento en la superficie del depósito de suelo medida en una zona de referencia del modelo experimental, no se vio mayormente influenciada ni por la posición del túnel ni por la densidad inicial del suelo. Por lo que la profundidad del túnel no tuvo mayor influencia en el desempeño de las fuerzas internas.

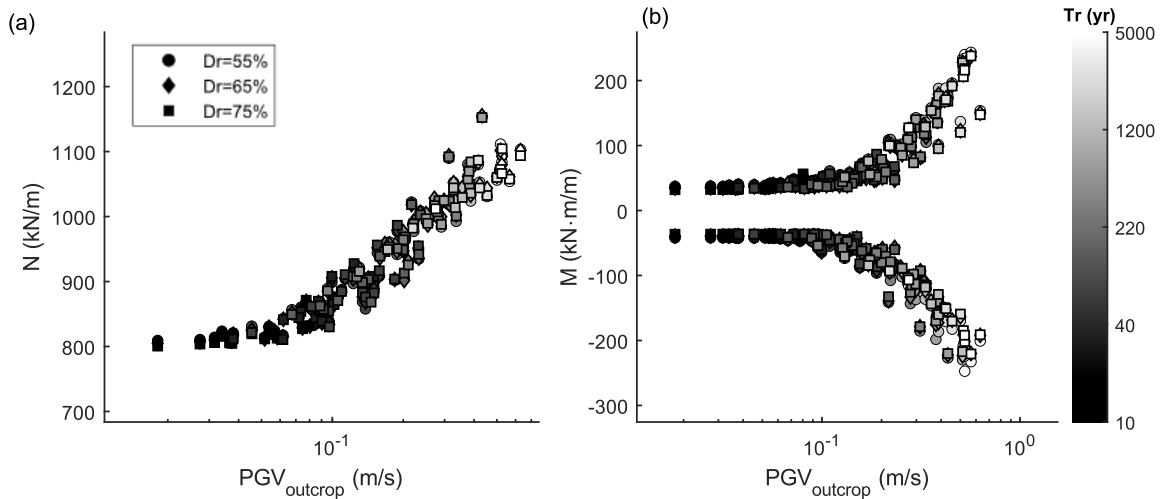


Figura 6.1. (a) Cargas axiales máximas modelo D12 y (b) Momentos flectores en el revestimiento del túnel modelo D12.

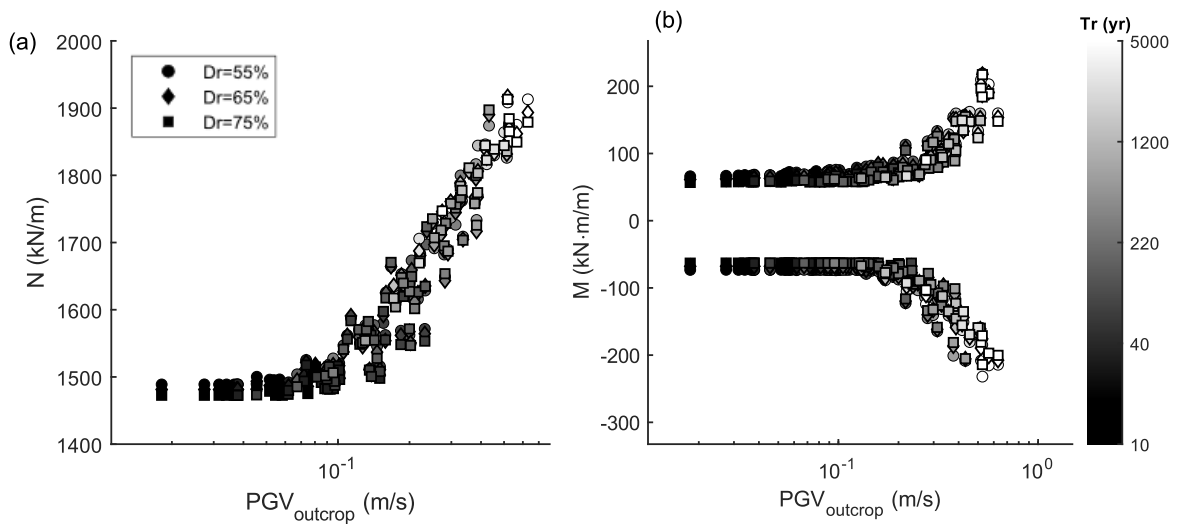


Figura 6.2. (a) Cargas axiales máximas modelo D24 y (b) Momentos flectores en el revestimiento del túnel modelo D24.

Las distorsiones en el revestimiento del túnel impuestas por el suelo se presentan en función de las razones máximas de drift (Δ) para el modelo D12 (Figura 6.3 a) y D24 (Figura 6.3 b), donde se puede observar que ambos modelos presentan valores similares y una tendencia aproximadamente lineal con PGV_{rock} en el espacio log-log. Por lo que la diferencia de profundidad del túnel y las densidades de suelo no influyen de manera directa en este parámetro de diseño.

Por otro lado, el asentamiento del túnel (δ_z) se evalúa en función de un punto ubicado directamente sobre el revestimiento del túnel en el eje central y se determina en función de la medida de intensidad PGA_{rock} , sus resultados se presentan en la Figura (6.4), donde se puede observar que las deformaciones volumétricas inducidas sísmicamente alcanzan valores de asentamientos de hasta 100 mm en ambos modelos, una inspección minuciosa

de los resultados muestra que los valores de asentamiento mayores se presentan en el suelo menos denso ($D_r=55\%$) para los periodos de retorno más altos ($\sim 1500-5000$ años).

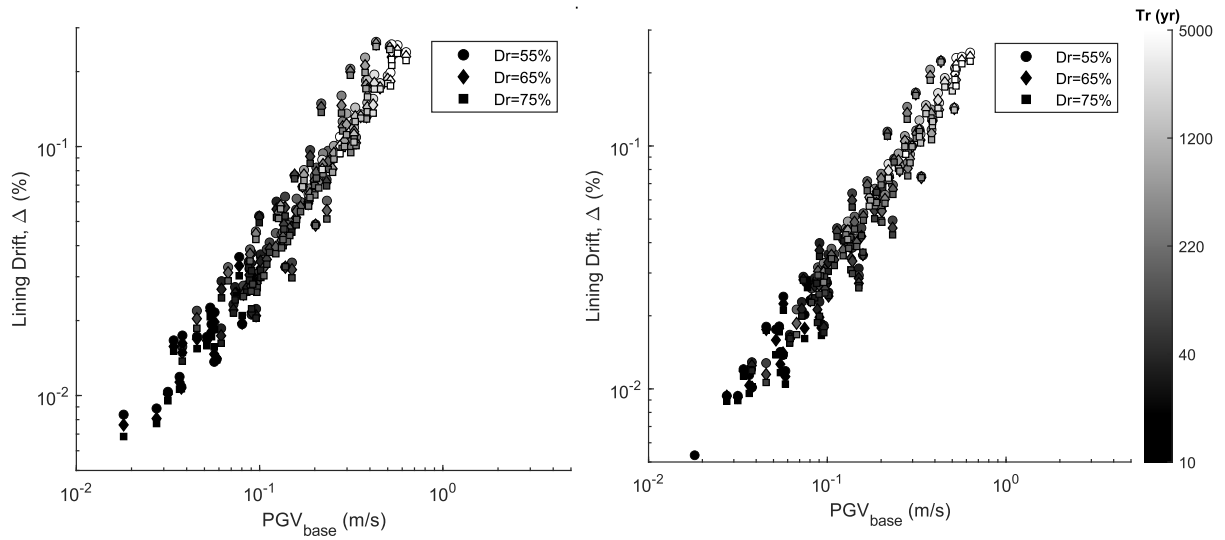


Figura 6.3. Razones de Drift para (a) modelo D12 y (b) modelo D 24.

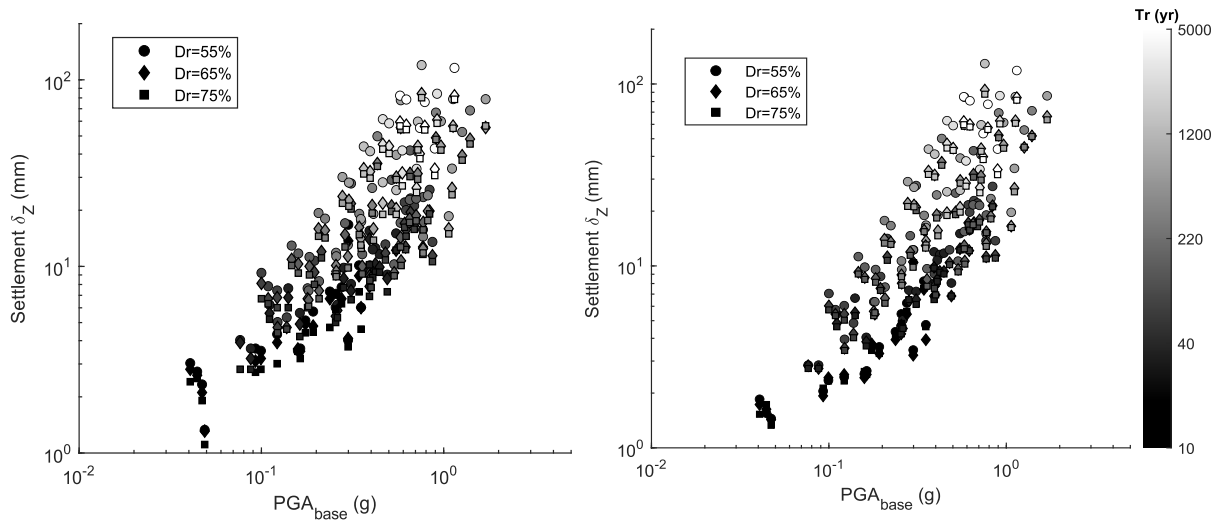


Figura 6.4. Asentamiento del Túnel para modelo (a) D12 y (b) D24.

7. EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA

En el **Capítulo 6** se recuperaron los parámetros de demanda ingenieril (EDPs) correspondientes a las cargas axiales (N), momentos flectores en el revestimiento del túnel (M), razones de drift (Δ) y asentamiento (δ_z) a partir de análisis dinámicos. En este capítulo, se generan las curvas de demanda sísmica (SDHC) por medio de la Ecuación (7.1)

$$\lambda_{CSS}(EDP > edp) = \sum_{i=1}^{nS} \sum_{k=1}^{nH} rate_{i,k} H(EDP_{i,k} - edp) \quad (7.1)$$

donde $EDP_{i,k}$ representa un parámetro de respuesta debido al i -ésimo movimiento del suelo en el k -ésimo nivel de peligro, nS es el número de registros sísmicos, nH es el número de niveles de amenaza, y $rate_{i,k}$ define la tasa de recurrencia del i -ésimo registro en el k -ésimo nivel de amenaza. Es importante destacar la similitud existente entre la Ecuación (7.1) y la Ecuación (5.7), ya que, en definitiva, las tasas de excedencia de cualquier variable de salida pueden ser evaluadas de la misma manera.

En las Figuras 7.1 y 7.2, se presentan las curvas de demanda sísmica para los modelos numéricos D12 y D24 considerando las tres densidades relativas de suelo ($D_r = 75\%$, 65% y 55%). Sus resultados se evalúan en función de los parámetros de diseño de momentos flectores (M) y razones de drift (Δ), considerando tasas de excedencia entre los 10^{-4} y 10^{-1} eventos/año. Es importante destacar que estos valores son consistentes con los niveles de amenaza sísmica representados en el conjunto de datos de movimientos del suelo. Lo anterior, es importante debido a que el objetivo del desarrollo de curvas de demanda sísmica es calcular parámetros de respuesta en el túnel consistentes con los niveles de desempeño requeridos para el diseño, por ejemplo, deformaciones y esfuerzos internos en el revestimiento del túnel para un sismo máximo creíble “MCE” ($T_r=500$ años) o un sismo operacional “OBE” ($T_r=2500$ años).

En la Figura (7.1) podemos observar que a medida que se disminuyen los valores de las tasas de excedencia, aumentan los valores de diseño para el momento flector (M) y que en general, los valores de M se ven incrementados a medida que disminuye la densidad del suelo en ambos modelos. Sin embargo, este incremento es mínimo cuando se evalúan periodos de retorno de 500, 1250 y 2500 años. La mayor diferencia en cuanto a valores de diseño para las diferentes densidades de suelo se presenta en periodos de retorno más pequeños. Por ejemplo, valores menores a 50 años ($\lambda = 0.02$) para el modelo D12 y menores a 200 años ($\lambda = 0.005$) para el modelo D24. Por otro lado, al momento de comparar los valores de diseño en función de la profundidad del modelo, se puede observar que los valores de M para el modelo D24 son ligeramente más bajos en comparación con D12, pero aun así, estos valores están en similar orden de magnitud al evaluarse en los periodos de retorno $T_r = 500, 1250$ y 2500 años.

Al momento de evaluar las curvas de demanda sísmica para las distorsiones en el revestimiento del túnel en función de las razones de drift (Figura 7.2), podemos observar que los valores obtenidos aumentan a medida que disminuye la densidad de suelo y decrecen ligeramente para el modelo numérico más profundo (D24), es decir, el incremento de deformaciones en la sección transversal disminuye levemente con el aumento de la profundidad. Por ejemplo, valores menores a 0.05% se alcanzan en el modelo D24 para los suelos con densidades relativas del 65% y 75%. Por el contrario, en el modelo D12 las tres densidades de suelo presentan valores por encima del 0.05% considerando el mismo periodo de retorno de 2500 años.

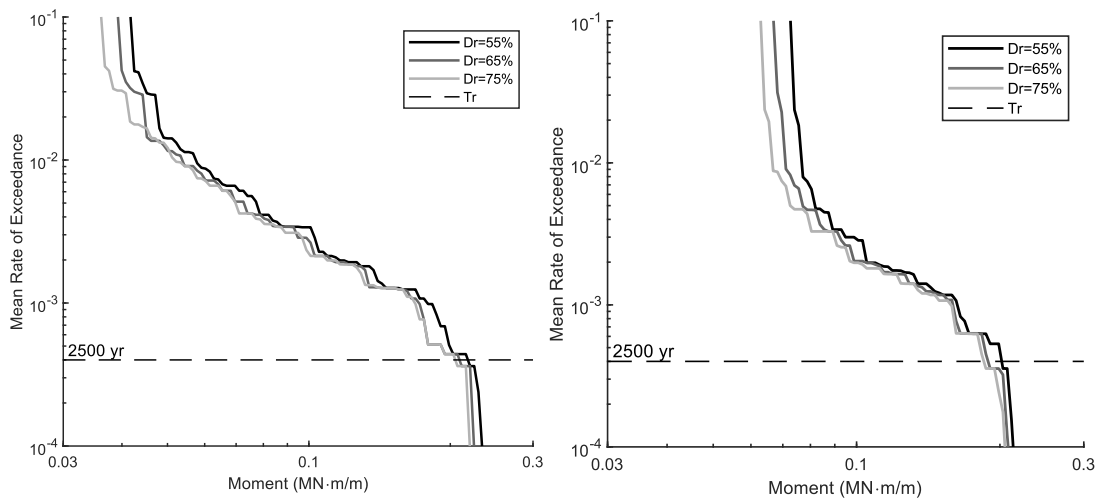


Figura 7.1. Curvas de demanda sísmica para momento flector (a) modelo D12 y (b) modelo D24.

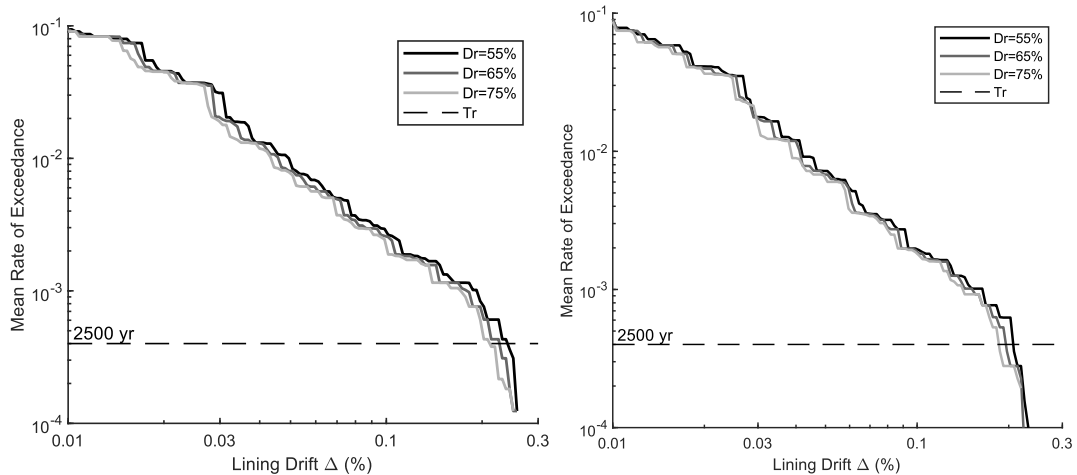


Figura 7.2. Curvas de demanda sísmica para razones de drift (a) modelo D12 y (b) modelo D24

Para una mejor visualización de los valores de diseño, se presenta en la Tabla (7.1) los valores obtenidos para los EDPs momento flector (M) y razones máximas de drift (Δ), considerando periodos de retorno (T_r) de 500, 1250 y 2500 años para ambos modelos

numéricos. En esta tabla, se hace referencia al modelo según su profundidad seguido de la densidad relativa del suelo correspondiente.

Tabla 7.1. Resumen de curvas de demanda sísmica para los EDPs seleccionados considerando los periodos de retorno $T_r = 500, 1250$ y 2500 años, para los modelos D12 y D24.

| Modelos Numéricos (Modelo-Dr) | Periodo de Retorno T_r (años) | | | | | |
|----------------------------------|---------------------------------|-------|-------|--------------|-------|-------|
| | M (MN · m/m) | | | Δ (%) | | |
| | 500 | 1250 | 2500 | 500 | 1250 | 2500 |
| D12-55 | 0.116 | 0.187 | 0.220 | 0.110 | 0.197 | 0.244 |
| D12-65 | 0.112 | 0.176 | 0.211 | 0.104 | 0.187 | 0.225 |
| D12-75 | 0.109 | 0.172 | 0.207 | 0.099 | 0.177 | 0.208 |
| D24-55 | 0.105 | 0.165 | 0.209 | 0.091 | 0.168 | 0.208 |
| D24-65 | 0.103 | 0.162 | 0.191 | 0.086 | 0.164 | 0.197 |
| D24-75 | 0.099 | 0.159 | 0.187 | 0.084 | 0.164 | 0.187 |

8. FORMULACIÓN DE LA ECUACIÓN PREDICTIVA

En el presente capítulo se propone el desarrollo de una ley de atenuación para determinar las deformaciones máximas (γ_{max}) de un depósito de suelo en condiciones de campo libre, en función de los parámetros de la altura del depósito, su periodo fundamental y la velocidad máxima del suelo durante un evento sísmico. La relevancia de esta ecuación predictiva radica en que diversos sistemas de interacción suelo-estructura (e.g., estructuras enterradas, conductos, túneles, etc.) utilizan como parámetro de demanda sísmica la deformación máxima del terreno a una profundidad establecida. Asimismo, para túneles flexibles, la distorsión angular máxima del túnel es proporcional a la deformación máxima del suelo a la profundidad del túnel, resultado validado numéricamente por [Lyon 2019](#).

En el caso particular de esta investigación, se aplicará la ecuación predictiva de γ_{max} en conjunto con las ecuaciones de [Wang \(1993\)](#) (Ecuación 2.3-2.4) y [Penzien \(2000\)](#) (Ecuación 2.5-2.6), las cuales están sustentadas en la teoría de la elasticidad para evaluar los esfuerzos internos en túneles circulares. En ambos casos, el esfuerzo axial $N(\theta)$ o el momento flector $M(\theta)$ varían linealmente con la deformación del suelo y su aplicación en la ingeniería práctica pareciera ser directa. Sin embargo, la elección de un valor de γ_{max} representativo de la demanda sísmica local y consistente con las condiciones locales del sitio sigue siendo un problema complejo. Además, estimar la incertidumbre en γ_{max} y cómo esta incertidumbre se propaga hacia la respuesta del túnel, es un problema poco explorado en ingeniería.

Debido a la dificultad de obtener mediciones de γ_{max} en terreno o en condiciones de laboratorio, se simuló perfiles de γ_{max} mediante modelamiento numérico de una columna de suelo en campo libre usando el enfoque lineal-equivalente. Las simulaciones se realizaron en el software DEEPSOIL ([Hashash et al., 2016](#)) para 18 modelos de depósitos de suelo, con profundidades (H) desde 20 m a 50 m y periodos fundamentales (T_n) desde 0.2s hasta 0.7s, sin considerar nivel freático. Además, se adoptaron las relaciones de degradación del módulo de rigidez (G/G_{max}) y amortiguamiento (D) propuestas por [Darandeli \(2001\)](#). Un resumen de las configuraciones analizadas se presenta en la Tabla (8.1).

Para caracterizar la variabilidad del movimiento sísmico, se seleccionaron 91 registros de aceleración de terremotos de subducción interface desde la base de datos SIBER RISK. Los registros fueron medidos a distancias focales $R < 150$ km, en suelos firmes con ondas de corte promedio entre $700 < V_{s30} < 800$ m/s y eventos de magnitud momento $6 < M_w < 9$. En la Figura (8.1 a) se presentan los espectros de respuesta para el 5% de amortiguamiento de los 91 registros seleccionados y no escalados. En este estudio se eligió la velocidad máxima del suelo en roca aflorante (PGV_{rock}) como medida de intensidad del movimiento sísmico, y luego se escaló los registros a valores de $PGV =$

{0.03, 0.06, 0.13, 0.28, 0.6} m/s. Un ejemplo de registros escalados a igual valor de PGV se presenta en la Figura (8.1 b).

Tabla 8.1. Configuraciones de los modelos de depósitos de suelo

| Modelo | H (m) | T_n (s) |
|--------|-------|-----------|
| 1 | 20 | 0.2 |
| 2 | 20 | 0.3 |
| 3 | 20 | 0.4 |
| 4 | 30 | 0.2 |
| 5 | 30 | 0.3 |
| 6 | 30 | 0.4 |
| 7 | 30 | 0.5 |
| 8 | 30 | 0.6 |
| 9 | 40 | 0.3 |
| 10 | 40 | 0.4 |
| 11 | 40 | 0.5 |
| 12 | 40 | 0.6 |
| 13 | 40 | 0.7 |
| 14 | 50 | 0.3 |
| 15 | 50 | 0.4 |
| 16 | 50 | 0.5 |
| 17 | 50 | 0.6 |
| 18 | 50 | 0.7 |

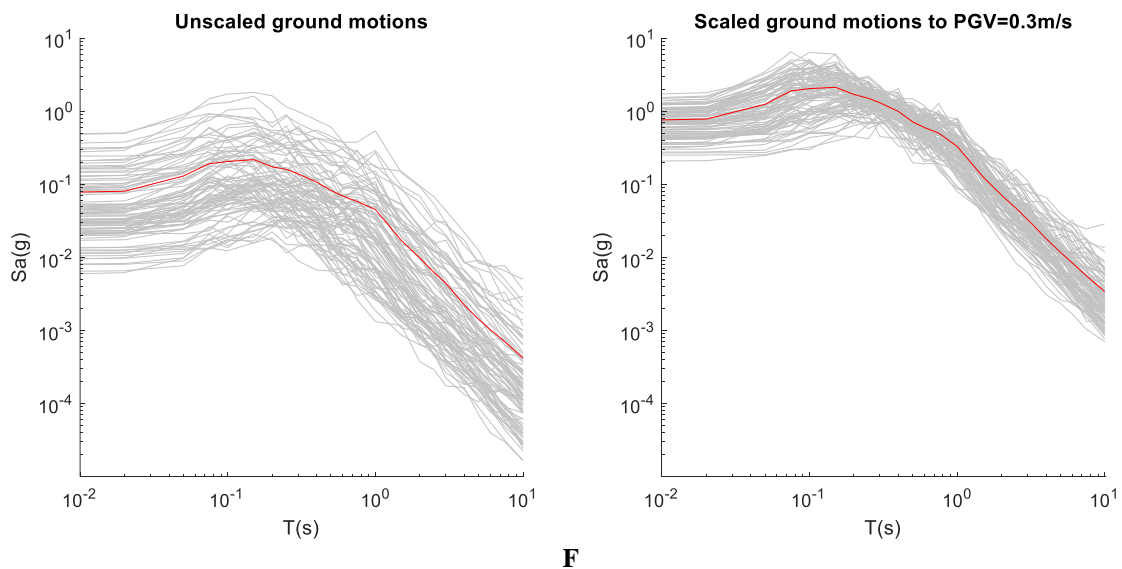


Figura 8.1. Espectros de respuesta amortiguados al 5% de los registros sísmicos seleccionados (a) registros no escalados, y (b) registros escalados a valores de $PGV_{rock} = \{0.03, 0.06, 0.13, 0.28, 0.6\}$

Cada uno de los 18 depósitos de suelo fue sometido a los 91 registros de aceleración seleccionados y escalados a cinco niveles de PGV , lo que resultó en un total de 8190 simulaciones. La inspección de los datos y análisis de los resultados permitió establecer la siguiente forma funcional para el logaritmo de γ_{max} (Ecuación 8.1)

$$\log \gamma_{max} = h_m(z, T_n) + a_1 H + a_2 \ln T_n + a_3 \ln PGV \quad (8.1)$$

donde H es la altura del depósito de suelo, T_n es el periodo fundamental (e.g., $T_n = 4H/V_s$), y en donde el término $h_m(z, T_n)$ es el escalamiento de las deformaciones con la profundidad. A modo de ejemplo, en la Figura (8.2) se presenta la variación de γ_{max} con el periodo fundamental, y en la Figura (8.3) la variación de γ_{max} con PGV . Se puede observar que en ambos casos existe una relación aproximadamente lineal en el espacio log-log.

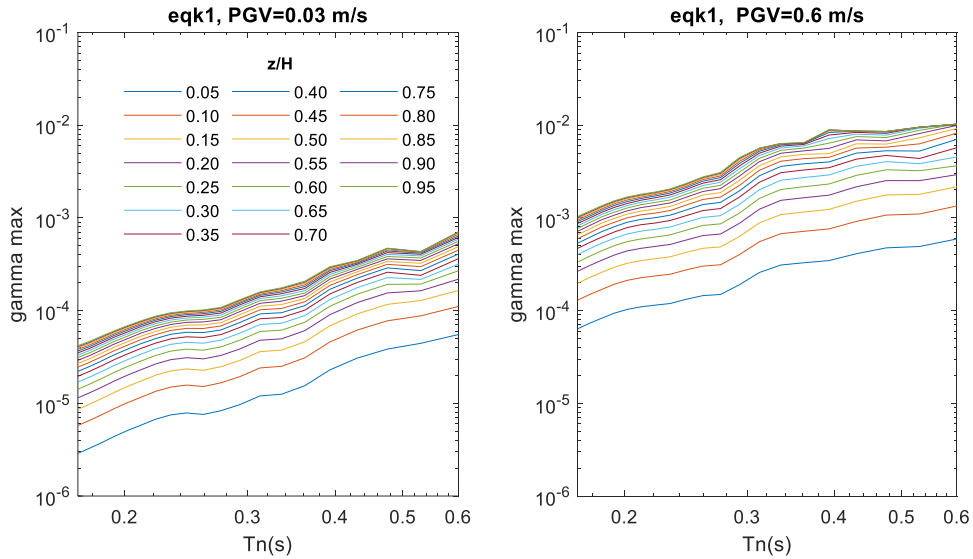


Figura 8.2. Variación de las deformaciones máximas (γ_{max}) vs el periodo fundamental (T_n) de los depósitos de suelo evaluados a (a) $PGV_{rock}=0.03$ m/s, y (b) $PGV_{rock}=0.6$ m/s

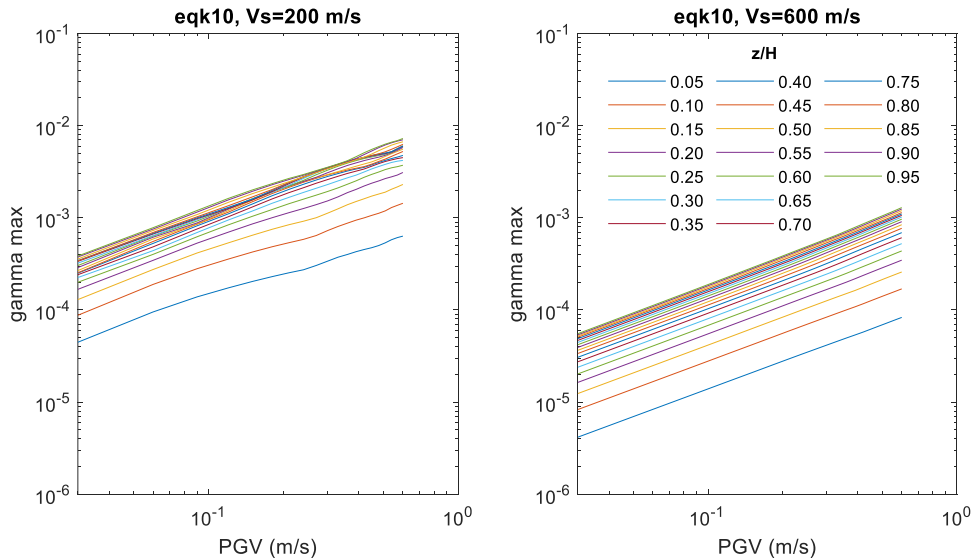


Figura 8.3. Variación de las deformaciones máximas (γ_{max}) vs PGV (m/s) de los depósitos de suelo para (a) $V_s=200$ m/s, y (b) $V_s=600$ m/s

Asimismo, la Figura (8.4) presenta el perfil de deformaciones medias y desviaciones estándar calculadas para los 91 registros de aceleración en un depósito de altura $H=20\text{m}$ y periodo $T_n=0.2\text{s}$. Es importante notar que la forma de la distribución de $\log \gamma_{max}$ no varía significativamente con PGV , y que la desviación estándar disminuye levemente en profundidad. Además, se verificó el supuesto de log-normalidad de las deformaciones de corte implícito en la Ecuación (8.1) mediante un test Kolmogorov-Smirnoff con 5% de nivel de significación a las deformaciones normalizadas según la relación indicada en la Ecuación (8.2). Este es un resultado esperable por dos motivos: (i) el modelo de suelo es lineal-equivalente y (ii) la única componente estocástica del análisis es el input de aceleración, cuyas intensidades tienen una distribución lognormal.

$$\varepsilon(z, H, T_n) = \frac{\log \gamma - \overline{\log \gamma}}{\text{std}(\log \gamma)} \quad (8.2)$$

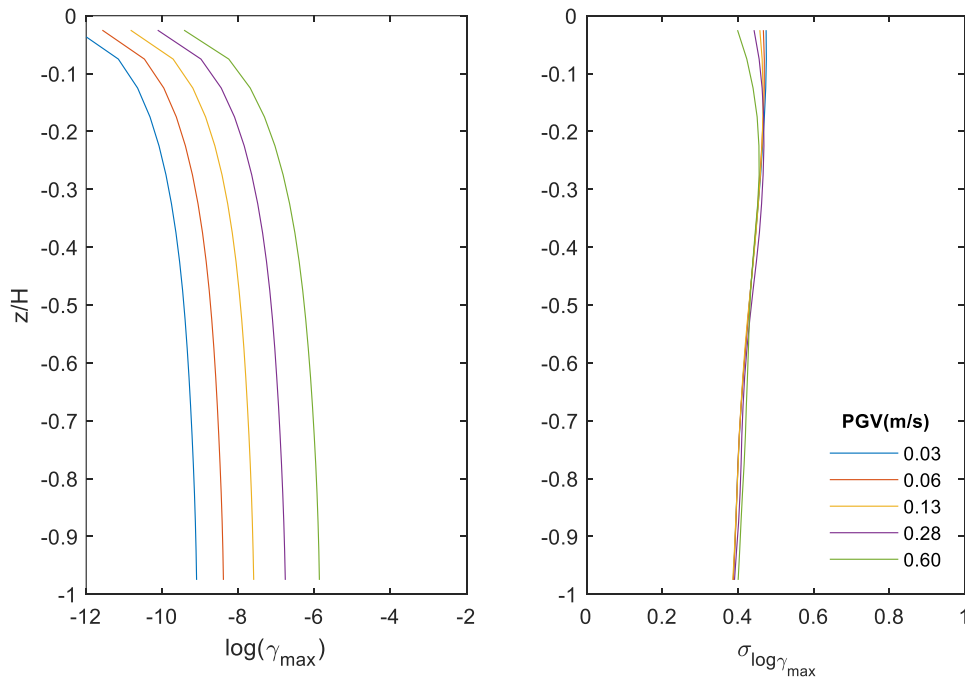


Figura 8.4. (a) Perfil de deformaciones medias, y (b) desviaciones estándar de los 91 registros de aceleración para un depósito de altura $H=20\text{m}$ y periodo $T_n = 0.2\text{s}$

Una vez obtenido los perfiles de deformación, se procedió a calcular la distribución $h_m(z, T_n)$, en adelante “deformación canónica” como el promedio de las deformaciones de todos los perfiles con igual periodo fundamental por medio de la Ecuación (8.3). Igualmente, se define $g_m(z, T_n)$ como la desviación estándar de $h_m(z, T_n)$.

$$h_m(z_k, T_n) = \frac{1}{N_h N_{PGV}} \sum_{i=1}^{N_h} \sum_{j=1}^{N_{PGV}} \log \gamma(z_k, H_i, PGV_j, T_n) \quad (8.3)$$

Posteriormente, se implementó un modelo de regresión lineal sobre la variable $Y = \log \gamma - h_m(z, T_n)$ para determinar los coeficientes a_1 , a_2 , y a_3 de la Ecuación (8.1) y su

desviación estándar $g_m(z, T_n)$. El modelo resultante se presenta en las Ecuaciones (8.4) y (8.5).

$$\log \gamma = h_m(z, T_n) - 0.038H + 0.506 \ln T_n + 1.006 \ln PGV \quad (8.4)$$

$$\sigma = g_m(z, T_n) \quad (8.5)$$

En la Tabla (8.2) se presentan los valores del modelo predictivo para determinar los parámetros h_m y g_m en función de z/H , considerando diferentes periodos que van desde los 0.2 s a los 0.7 s.

Tabla 8.2. Deformación canónica $h_m(z, T_n)$ y desviación estándar $g_m(z, T_n)$ del modelo predictivo.

| z/H | $h_m(z, T_n)$ | | | | | | $g_m(z, T_n)$ | | | | | |
|-------|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.2s | 0.3s | 0.4s | 0.5s | 0.6s | 0.7s | 0.2s | 0.3s | 0.4s | 0.5s | 0.6s | 0.7s |
| 0,025 | -7,220 | -6,743 | -6,148 | -5,899 | -5,556 | -5,382 | 0,453 | 0,399 | 0,417 | 0,403 | 0,381 | 0,372 |
| 0,075 | -6,101 | -5,618 | -5,009 | -4,764 | -4,411 | -4,240 | 0,460 | 0,407 | 0,429 | 0,409 | 0,388 | 0,376 |
| 0,125 | -5,580 | -5,101 | -4,492 | -4,265 | -3,918 | -3,763 | 0,463 | 0,406 | 0,425 | 0,394 | 0,365 | 0,345 |
| 0,175 | -5,242 | -4,775 | -4,178 | -3,976 | -3,645 | -3,506 | 0,463 | 0,400 | 0,409 | 0,363 | 0,324 | 0,303 |
| 0,225 | -4,996 | -4,546 | -3,970 | -3,795 | -3,479 | -3,353 | 0,461 | 0,389 | 0,383 | 0,328 | 0,288 | 0,267 |
| 0,275 | -4,807 | -4,378 | -3,826 | -3,674 | -3,368 | -3,257 | 0,457 | 0,376 | 0,353 | 0,299 | 0,267 | 0,245 |
| 0,325 | -4,656 | -4,250 | -3,723 | -3,589 | -3,288 | -3,192 | 0,451 | 0,363 | 0,326 | 0,281 | 0,259 | 0,244 |
| 0,375 | -4,535 | -4,149 | -3,643 | -3,526 | -3,228 | -3,140 | 0,444 | 0,350 | 0,306 | 0,274 | 0,259 | 0,248 |
| 0,425 | -4,435 | -4,066 | -3,576 | -3,477 | -3,180 | -3,097 | 0,436 | 0,338 | 0,295 | 0,273 | 0,265 | 0,255 |
| 0,475 | -4,353 | -3,997 | -3,521 | -3,435 | -3,141 | -3,062 | 0,428 | 0,328 | 0,291 | 0,269 | 0,273 | 0,260 |
| 0,525 | -4,285 | -3,940 | -3,475 | -3,399 | -3,112 | -3,033 | 0,420 | 0,322 | 0,289 | 0,273 | 0,287 | 0,269 |
| 0,575 | -4,227 | -3,890 | -3,435 | -3,370 | -3,085 | -3,010 | 0,413 | 0,318 | 0,289 | 0,281 | 0,298 | 0,280 |
| 0,625 | -4,178 | -3,848 | -3,399 | -3,341 | -3,057 | -2,991 | 0,407 | 0,315 | 0,289 | 0,287 | 0,303 | 0,290 |
| 0,675 | -4,134 | -3,811 | -3,366 | -3,309 | -3,032 | -2,973 | 0,401 | 0,314 | 0,289 | 0,288 | 0,309 | 0,299 |
| 0,725 | -4,096 | -3,776 | -3,333 | -3,275 | -3,007 | -2,951 | 0,396 | 0,313 | 0,290 | 0,287 | 0,318 | 0,306 |
| 0,775 | -4,061 | -3,742 | -3,300 | -3,241 | -2,979 | -2,926 | 0,392 | 0,311 | 0,288 | 0,287 | 0,321 | 0,310 |
| 0,825 | -4,030 | -3,712 | -3,269 | -3,207 | -2,946 | -2,894 | 0,389 | 0,309 | 0,286 | 0,287 | 0,315 | 0,305 |
| 0,875 | -4,004 | -3,687 | -3,240 | -3,174 | -2,911 | -2,857 | 0,385 | 0,308 | 0,285 | 0,284 | 0,306 | 0,296 |
| 0,925 | -3,983 | -3,668 | -3,218 | -3,145 | -2,877 | -2,820 | 0,380 | 0,305 | 0,283 | 0,278 | 0,297 | 0,282 |
| 0,975 | -3,967 | -3,656 | -3,205 | -3,127 | -2,857 | -2,795 | 0,376 | 0,303 | 0,280 | 0,275 | 0,292 | 0,272 |

El siguiente ejemplo tiene por objetivo calcular los esfuerzos internos de flexión en la posición θ mediante la ecuación propuesta por [Penzien 2000](#) (Ecuación 8.6):

$$M(\theta) = -\frac{6E_l I_l R_d \gamma_{max}}{d^2(1 - \nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (8.6)$$

en donde $\nu_l \approx 0.2$ es el módulo de Poisson del revestimiento y $E_l I_l$ es su rigidez flexural. El parámetro R_d corresponde el drift del túnel y las deformaciones del terreno en condiciones de campo libre; [Lyon 2019](#) verificó empíricamente que $R_d \approx 1$ para túneles flexibles como los túneles de metro considerados en este estudio. En este ejemplo se asume un túnel de diámetro $d = 6m$ y un depósito de suelo con periodo fundamental de 0.6 s con las propiedades indicadas en la Tabla (8.3). Por simplicidad, se adoptaron los mismos parámetros elásticos del túnel y del medio utilizados por [Lyon 2019](#) (Figura 2.8) y [Hashash et al 2001](#) (ejemplo 3). Asimismo, γ_{max} en la Ecuación (8.6) corresponde a la deformación máxima del terreno, la cual será obtenida del modelo de atenuación propuesto (ecuaciones 8.4 y 8.5) y a la cual se puede asociar un PGV consistente con el nivel de peligro sísmico en el lugar de emplazamiento del túnel. Así, para un túnel ubicado hipotéticamente en la ciudad de Santiago (Chile), el PGV (m/s) para distintos periodos de retorno se presenta en la Tabla (8.4). Estos niveles de demanda sísmica fueron obtenidos de un análisis de peligro sísmico probabilístico (PSHA) específico para la zona de estudio.

A partir de los valores de la profundidad del túnel ($z=12m$), la profundidad a la roca ($H=60m$), la deformación canónica $h_m(z, T_n) = -0.3562$ y la desviación estándar $g_m(z, T_n) = 0.306$ obtenidos de la Tabla (8.2) usando interpolación bi-lineal. Se calculó la deformación máxima del suelo para los percentiles 50 (P50) y 84 (P84) usando las ecuaciones (8.4) y (8.5), las que se reducen a:

$$\gamma_{max}(P50) = \exp(-2.89 + 1.006 \ln PGV) \quad (8.7)$$

$$\gamma_{max}(P84) = \exp(-2.89 + 1.006 \ln PGV + 0.306) \quad (8.8)$$

Los parámetros del túnel, la deformación canónica y la desviación estándar seleccionados se presentan en la Tabla (8.3), y los valores del γ_{max} para los percentiles 50 y 84 se presentan en la Tabla (8.4).

Tabla 8.3. Propiedades elásticas del túnel, cálculo de deformación canónica $h_m(z, T_n)$ y desviación estándar $\sigma = g_m(z, T_n)$

| | | |
|--|--------------------------|--------------------------------|
| Parámetros del revestimiento del túnel | Diameter | $d = 6$ m |
| | Lining Depth | $z = 12$ m |
| | Depth to bedrock | $H = 60$ m |
| | Natural period | $T_n = 0.6$ s |
| | Young Modulus (Concrete) | $E_l = 24800000$ kPa |
| | Moment of Inertia | $I_l = 0.00225$ m ⁴ |
| | Poisson Ratio | $\nu_l = 0.2$ |
| | Depth ratio | $z/H = 0.2$ |
| Valores Tabla (8.2) | $h_m(z, T_n)$ | $h_m = -0.3562$ |
| | $g_m(z, T_n)$ | $g_m = 0.306$ |

Tabla 8.4. Momento máximo en el revestimiento asociado a distintos periodos de retorno

| Periodo de retorno (años) | PGV (m/s) | γ_{max} (P50) | γ_{max} (P84) | M(P50) MN·m | M(P84) MN·m |
|---------------------------|-----------|----------------------|----------------------|-------------|-------------|
| 50 | 0.068 | 0.37% | 0.50% | 0.036 | 0.049 |
| 100 | 0.103 | 0.56% | 0.77% | 0.055 | 0.074 |
| 250 | 0.168 | 0.92% | 1.25% | 0.089 | 0.121 |
| 475 | 0.225 | 1.24% | 1.68% | 0.120 | 0.163 |
| 1000 | 0.303 | 1.66% | 2.26% | 0.161 | 0.219 |
| 2475 | 0.414 | 2.28% | 3.09% | 0.221 | 0.300 |

Se puede observar que el valor de momento máximo (Tabla 8.4) obtenido por medio de la ecuación predictiva asociado al percentil 50 (P50) para un periodo de retorno de 475 años alcanza un valor de 0.12 MN·m y 0.221 MN·m para un periodo de 2474 años. Al comprar estos valores con los resultados de momento (Tabla 7.1) obtenidos por medio del modelo numérico de elementos finitos implementado en este estudio (D12), se puede observar que, de este último, se recuperan valores de 0.116, 0.112 y 0.109 MN·m, para un periodo de retorno de 500 años, y valores de 0.220, 0.211 y 0.207 MN·m para 2500 años, considerando las densidades relativas de suelo del 55, 65 y 75%, respectivamente. Esta similitud entre los resultados de momento máximo obtenidos por la ecuación predictiva y la simulación numérica por medio de la metodología CSS, resalta la evidencia y la utilidad de obtener valores de diseño con éxito por medio del modelo predictivo desarrollado (Ecuación 8.4 y 8.5), sin tener que elaborar la parte de la implementación numérica. Esto puede ser aplicable para evaluar el desempeño de túneles urbanos en estudios futuros que se encuentren dentro de parámetros geotécnicos, profundidades y ambiente de subducción similares a los estudiados en esta investigación.

9. CONCLUSIONES

La presente investigación estudió la caracterización de la demanda sísmica en túneles circulares emplazados en ambientes de subducción y desarrolló un modelo predictivo para determinar deformaciones horizontales en el túnel por medio de la implementación de modelos numéricos de elementos finitos considerando dos unidades correspondientes a un túnel circular de hormigón proyectado de 6 m de diámetro a profundidades de clave de 12 m y 24 m. Ambas unidades se emplazaron en un depósito de arena fina de 140 m de ancho y 60 m de profundidad para tres densidades relativas del depósito de suelo (55%, 65% y 75%). Por otro lado, la evaluación de la demanda sísmica se desarrolló considerando que las unidades de estudio se encuentran emplazadas en la ciudad de Santiago de Chile, utilizando la metodología CSS para la selección de registros de aceleración.

Se puede concluir que las curvas de peligro desarrolladas por la metodología CSS y el análisis PSHA alcanzan valores de amenaza (λ_{Sa}) similares para el mismo rango de niveles de peligro seleccionados en este estudio. Además, a partir de estos acelerogramas, se determinó la respuesta dinámica del sistema suelo- estructura, lo que permitió recuperar valores de diseño de ingeniería para diferentes EDPs de interés. En estos resultados, se observó el incremento de fuerzas internas con el aumento de la intensidad del movimiento del suelo para ambos modelos y que la variabilidad con respecto a PGV_{rock} es significativamente menor en comparación con otras medidas de intensidad como PGA_{rock} y $S_a(T=0.5 \text{ s y } 1 \text{ s})$. En específico, los valores de cargas axiales para el modelo D24 superaron casi por dos veces las solicitaciones del modelo D12. Por el contrario, no se presentaron mayores diferencias en los valores de momentos flectores entre modelos, lo que significa que el momento flector máximo es aproximadamente constante e igual a su componente estático, siendo el incremento dinámico del momento de flexión insignificante.

Referente a la profundidad del túnel, se determinó que no es un componente que afecte directamente los momentos flectores, por el contrario, si influye en la sollicitación de las cargas axiales. Junto con lo anterior, y contrario a lo que se esperaba, no se observa mayor influencia sobre las densidades de suelo estudiadas en los valores obtenidos en términos de fuerzas internas. Estas observaciones están en línea con estudios recientes reportados por autores como [Gutiérrez et al., 2021](#), [Lanzano et al., 2012](#) y [Lyon et al., 2022](#).

La elaboración de curvas de demanda sísmica (SDHC) para los modelos numéricos estudiados en función de los parámetros de diseño de momento flector y razones de drift, considerando tasas de excedencia entre los 10^{-4} y 10^{-1} eventos/año, puso en evidencia la relación inversamente proporcional que existe entre el aumento de los valores de diseño sísmico con la disminución de la densidad relativa del suelo. Sin embargo, esta variación es mínima al evaluar periodos de retorno de 500, 1250 y 2500 años. Por el contrario, la mayor diferencia en cuanto a valores de diseño de momentos flectores para las diferentes densidades de suelo se presenta en periodos de retorno más pequeños. Por ejemplo,

valores menores a 50 años ($\lambda = 0.02$) para el modelo D12 y menores a 200 años ($\lambda = 0.005$) para el modelo D24.

Al momento de evaluar distorsiones en el revestimiento del túnel en función de las razones de drift, se concluyó que el incremento de las deformaciones en la sección transversal disminuyó levemente con el aumento de la profundidad del túnel. Por ejemplo, valores menores a 0.05% se alcanzaron en el modelo D24 para los suelos con densidades relativas del 65% y 75%. Por el contrario, en el modelo D12 las tres densidades de suelo presentaron valores por encima del 0.05% considerando el mismo periodo de retorno de 2500 años.

Con respecto al desarrollo del modelo predictivo para obtener deformaciones máximas en un depósito de suelo en condiciones de campo libre, se proponen las ecuaciones (8.4 y 8.5). Entregándose una tabla para evaluar diferentes periodos que van desde los 0.2 s a los 0.7 s, en función de los parámetros de la deformación canónica $h_m(z, T_n)$ y la desviación estándar $g_m(z, T_n)$ del modelo predictivo (Tabla 8.2). Utilizando interpolación bi-lineal a partir de la selección de valores del modelo predictivo para un túnel de profundidad 12 m, se calculó la deformación máxima del suelo para los percentiles 50 (P50) y 84 (P84). En este ejercicio, se pudo concluir que valores de momento máximo obtenidos por medio de la ecuación predictiva son iguales a los valores obtenidos de la simulación numérica de elementos finitos para periodos de retorno de 500 y 2500 años. Lo que coloca en evidencia la utilidad de implementar la ecuación predictiva para determinar valores de diseño de momento flector en túneles de similares características a las estudiadas en esta investigación, sin la necesidad de tener que desarrollar complejos modelos numéricos por medio de elementos finitos. Lo que entrega una alternativa útil para futuros estudios en el área del diseño sísmicos de este tipo de infraestructura.

REFERENCIAS

- Abrahamson N, Gregor N, Addo K. (2016). BC Hydro ground motion prediction equations for subduction earthquakes. *Earthq Spectra* 2016;32(1):23–44. <https://doi.org/10.1193/051712EQS188MR>.
- Abrahamson, N. A., & Yunatci, A. A. (2010). Ground motion occurrence rates for scenario spectra. In *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*.
- Amberg, W., & Russo, M. (2001). Seismic design of underground structure -the Bolu tunnel. In *Proceedings of the AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, Milano, Italy (Vol. 1, pp. 137-147)*.
- ALA, (2001). *Seismic Fragility Formulations for Water Systems: Part 1-Guideline*. American Society of Civil Engineers-FEMA.
- Anastasopoulos, I., Gazetas, G., (2009). Analysis of cut-and-cover tunnels against large tectonic deformation. *Bull. Earthq. Eng.* 8 (2), 283–307.
- Andreotti, G., & Lai, C. (2014, August). Seismic vulnerability of deep tunnels: numerical modeling for a fully nonlinear dynamic analysis. In *2ECEES (Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology)*, Istanbul, Turkey.
- Andreotti, G., Lai, C., (2017). A nonlinear constitutive model for beam elements with cyclic degradation and damage assessment for advanced dynamic analyses of geotechnical problems. Part II: validation and application to a dynamic soil–structure interaction problem. *Bull. Earthq. Eng.* 15, 2803–2825.
- Andreotti, G., & Lai, C. G. (2019). Use of fragility curves to assess the seismic vulnerability in the risk analysis of mountain tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 91, 103008.
- Argyroudis, S., Mitoulis, S.A., Hofer, L., Zanini, M.A., Tubaldi, E., Frangopol, D.M., (2020). Resilience assessment framework for critical infrastructure in a multi-hazard environment. *Sci. Total Environ.* 714, 136854.
- Argyroudis, S., Pitilakis, K., (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 35, 1–12.
- Argyroudis, S., Tsinidis, G., Gatti, F., & Pitilakis, K. (2014). Seismic fragility curves of shallow tunnels considering SSI and aging effects. In *2nd Eastern European Tunnelling Conference “Tunnelling in a Challenging Environment (pp. 1-10)*.
- Argyroudis, S., Tsinidis, G., Gatti, F., Pitilakis, K., (2017). Effects of SSI and lining corrosion on the seismic vulnerability of shallow circular tunnels. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 98, 244–256.
- Arteta, C. A. & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional Scenario Spectra (CSS) for Hazard-Consistent Analysis of Engineering Systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737–757.
- Asakura, T., & Sato, Y. (1996). Damage to mountain tunnels in hazard area. *Soils and foundations*, 36, 301-310.

- ASCE, (1974). Earthquake damage evaluation and design considerations for underground structures, February. American Society of Civil Engineers, Los Angeles Section.
- ATC-13 (1985). Earthquake damage evaluation data for California. Redwood City, CA: Applied Technology Council.
- ATC-40 (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete building, California".
- Avanaki, M. J., Hoseini, A., Vahdani, S., de Santos, C., & de la Fuente, A. (2018). Seismic fragility curves for vulnerability assessment of steel fiber reinforced concrete segmental tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 78, 259-274.
- Baker, J. W. (2011). Conditional mean spectrum: Tool for ground-motion selection. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 322-331.
- Baker JW, Cornell CA. (2006). Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis. Berkeley, California, US: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Baker, J. W., & Jayaram, N. (2008). Correlation of spectral acceleration values from NGA ground motion models. *Earthquake Spectra*, 24(1), 299-317.
- Bao, Z., Yong, Y., Haitao, Y., (2017). Multi-scale physical model of shield tunnels applied in shaking table test. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 100, 465–479.
- Bilotta, E., Lanzano, G., Madabhushi, S.P.G., Silvestri, F., (2014). A numerical Round Robin on tunnels under seismic actions. *Acta Geotech.* 9 (4), 563–579.
- Bobet, A., (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 18 (4), 377–393.
- Bobet, A., (2010). Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far-field shear loading. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 25 (1), 21–31.
- Bobet, A., Fernandez, G., Huo, H., Ramirez, J., (2008). A practical iterative procedure to estimate seismic-induced deformations of shallow rectangular structures. *Can. Geotech. J.* 45, 923–938.
- Candia, G., Macedo, J., Jaimes, M. A., & Magna-Verdugo, C. (2019). A new state-of-the-art platform for probabilistic and deterministic seismic hazard assessment. *Seismological Research Letters*, 90(6), 2262-2275.
- Castro, S., Benavente, R., Crempien, J. G., Candia, G., & de la Llera, J. C. (2022). A Consistently Processed Strong-Motion Database for Chilean Earthquakes. *Seismological Research Letters* 2022; doi: <https://doi.org/10.1785/0220200336>
- Chen, J., Shi, X., Li, J., (2010). Shaking table test of utility tunnel under non-uniform earthquake wave excitation. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 30 (11), 1400–1416.
- Chian, S.C., Madabhushi, S.P.G., (2012). Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 41, 181–190.
- Chou, J.C., Kutter, B.L., Travararou, T., Chacko, J.M., (2011). Centrifuge modeling of seismically induced uplift for the BART transbay tube. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 137 (8), 754–765.

- Cilingir, U., Madabhushi, S.P.G., (2011). Effect of depth on the seismic response of square tunnels. *Soils Found.* 51 (3), 449–457.
- Conti, R., Viggiani, G.M.B., Perugini, F., (2014). Numerical modelling of centrifuge dynamic tests of circular tunnels in dry sand. *Acta Geotech.* 9 (4), 597–612.
- Corigliano, M., Lai, C., Barla, G., (2007). Seismic vulnerability of rock tunnels using fragility curves. In: 11th ISRM Congress, Lisbon, Portugal. International Society for Rock Mechanics.
- Dalgic, S. (2002). Tunneling in squeezing rock, the Bolu tunnel, Anatolian Motorway, Turkey. *Engineering Geology*, 67(1-2), 73-96.
- Darandeli M., (2001). Development of a new family of normalized moduli reduction and material damping curves. Ph. D. Thesis]. Austin: University of Texas at Austin). Doctoral dissertation.
- De Silva, F., Fabozzi, S., Nikitas, N., Bilotta, E., & Fuentes, R. (2020). Seismic vulnerability of circular tunnels in sand. *Géotechnique*, 1-15.
- Dowding, C. H., & Rozan, A. (1978). Damage to rock tunnels from earthquake shaking. *ASCE J Geotech Eng Div*, 104(2), 175-191.
- Duke, C. M., & Leeds, D. J. (1959). Effects of Earthquakes on Tunnels: Paper Presented at the RAND Second Protective Construction Symposium. March, 24, 26.
- El Naggar, H., Hinchberger, S. D., & El Naggar, M. H. (2008). Simplified analysis of seismic in-plane stresses in composite and jointed tunnel linings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(12), 1063-1077.
- Fabozzi, S., Bilotta, E., & Lanzano, G. (2017). A numerical study on seismic vulnerability of tunnel linings. *Proceedings of 3rd Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering*. Vancouver, Canada, 16-19.
- Fabozzi, S., Bilotta, E., Yu, H., Yuan, Y., (2019). Effects non-uniform seismic shaking on soil-tunnel interaction. *7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Jun 2019, Rome, Italy. AGI.
- Gehl, P., Seyed, D.M., Douglas, J., 2013. Vector-valued fragility functions for seismic risk evaluation. *Bull. Earthquake Eng.* 11, 365–384
- Gomes, R.C., (2013). Effect of stress disturbance induced by construction on the seismic response of shallow bored tunnels. *Comput. Geotech.* 49, 338–351.
- Gutiérrez et al., (2021). Development of hazard curves in circular shallow tunnels in dense sand. *XI Congreso Chileno de Geotecnia*. Sociedad Chilena de Geotecnia.
- Hardin, B. O., & Richart Jr, F. E. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89(1), 33-65.
- Hashash, Y.M.A., Dashti, M.S., Michael Musgrove, S.M., Gillis, K., Martin, Walker M., Kirk, Ellison M., Basarah, S.M.Y.I., (2018). Influence of tall buildings on seismic re- sponse of shallow underground structures. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 144, (12).
- Hashash, Y.M.A., Park, D., Yao, J.I.C., (2005). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 20 (5), 435–441.

- Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., John, I., & Yao, C. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and underground space technology*, 16(4), 247-293.
- HAZUS, (2004). Multi-Hazard Loss Estimation Methodology: Earthquake Model. Department of Homeland Security, FEMA, Washington, DC, USA.
- Hleibieh, J., Wegener, D., Herle, I., (2014). Numerical simulation of a tunnel surrounded by sand under earthquake using a hypoplastic model. *Acta Geotech.* 9 (4), 631–640.
- Hoeg, K. A. A. R. E. (1968). Stresses against underground structural cylinders. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Huang, G., Qiu, W., & Zhang, J. (2017a). Modelling seismic fragility of a rock mountain tunnel based on support vector machine. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 160-171.
- Huang, H. W., Zhang, Y. J., Zhang, D. M., & Ayyub, B. M. (2017b). Field data-based probabilistic assessment on degradation of deformational performance for shield tunnel in soft clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 67, 107-119.
- Huang, T.H., Ho, T.Y., Chang, C.T., Yao, X.L., Chang, Q.D., Lee, H.C., (1999). Quick investigation and assessment on tunnel structures after earthquake, and the relevant reinforced methods (in Chinese). Report for the Public Construction Commission, Taipei, Taiwan.
- Huang, Z. K., Pitilakis, K., Tsinidis, G., Argyroudis, S., & Zhang, D. M. (2020). Seismic vulnerability of circular tunnels in soft soil deposits: The case of Shanghai metropolitan system. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 98, 103341.
- Huh, J., Le, T. S., Kang, C., Kwak, K., & Park, I. J. (2017 b). A probabilistic fragility evaluation method of a RC box tunnel subjected to earthquake loadings. *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, 19(2), 143-159.
- Huh, J., Tran, Q. H., Haldar, A., Park, I., & Ahn, J. H. (2017a). Seismic vulnerability assessment of a shallow two-story underground RC box structure. *Applied Sciences*, 7(7), 735.
- Huo, H., Bobet, A., Fernández, G., & Ramirez, J. (2005). Load transfer mechanisms between underground structure and surrounding ground: evaluation of the failure of the Daikai station. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(12), 1522-1533.
- Huo, H., Bobet, A., Fernández, G., Ramírez, J., (2006). Analytical solution for deep rectangular structures subjected to far-field shear stresses. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 21 (6), 613–625.
- Idriss IM, Seed HB., (1970). Seismic response of soil deposits. *J Soil Mech Found*; 96(2):631–8.
- Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N., & Iwafuji, M. (1996). Damage to Daikai subway station. *Soils and foundations*, 36(Special), 283-300.
- Ito, K., Ohno, S., Matsuda, T., (2006). Seismic response of underground reinforced concrete structure-Centrifuge model test and its analysis. *Struct. Eng. Earthquake Eng.* 23 (1), 117–124.
- Jalayer, F., De Risi, R. & Manfredi, G. (2015). Bayesian cloud analysis: efficient structural fragility assessment using linear regression. *Bull. Earthquake Engng* 13, No. 4, 1183–1203
- Jiang, L., Chen, J., & Li, J. (2010). Seismic response of underground utility tunnels: shaking table testing and FEM analysis. *Earthquake engineering and engineering vibration*, 9(4), 555-567.

- Kahn, H. (1954). Applications of monte carlo (No. AECU-3259; RM-1237-AEC). RAND Corp., Santa Monica, Calif.
- Kampas, G., Knappett, J.A., Brown, M.J., Anastasopoulos, I., Nikitas, N., Fuentes, R., (2019). The effect of tunnel lining modelling approaches on the seismic response of sprayed concrete tunnels in coarse-grained soils. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 117, 122–137.
- Kheradi, H., Ye, B., Nishi, H., Oka, R., Zhang, F., (2017). Optimum pattern of ground improvement for enhancing seismic resistance of existing box culvert buried in soft ground. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 69, 187–202.
- Kontoe, S., Avgerinos, V., Potts, D.M., (2014). Numerical validation of analytical solutions and their use for equivalent-linear seismic analysis of circular tunnels. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 66, 206–219.
- Kontoe, S., Zdravkovic, L., Potts, D. M., & Menkiti, C. O. (2008). Case study on seismic tunnel response. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(12), 1743-1764.
- Kontoe, S., Zdravkovic, L., Potts, D., Mentiki, C., (2011). On the relative merits of simple and advanced constitutive models in dynamic analysis of tunnels. *Geotechnique* 61 (10), 815–829.
- Kuhlemeyer, R. L. & Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. Technical report.
- Kutter, B.L., Chou, J.C., Travarasrou, T., (2008). Centrifuge testing of the seismic performance of a submerged cut and cover tunnel in liquefiable soils. In: *Proceedings of the Fourth Geotechnical Earthquake Engineering and Soils Dynamics Conference (GEESDC)*, Sacramento, USA.
- Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., (2015). Experimental and numerical study on circular tunnels under seismic loading. *Eur. J. Environ. Civil Eng.* 19 (5), 539–563.
- Lanzano, G., Bilotta, E., Russo, G., Silvestri, F., Madabhushi, S.P.G., (2012). Centrifuge modelling of seismic loading on tunnels in sand. *Geotech. Test. J.* 35 (6), 854–869.
- Liu, T., Chen, Z., Yuan, Y., Shao, X., (2016). Fragility analysis of a subway station structure by incremental dynamic analysis. *Adv. Struct. Eng.* 20 (7), 1111–1124.
- Lyon, B., Candia, G., Gutiérrez, C., & Macedo, J. (2022). Performance-based analysis of Transit tunnels in the Chilean subduction zone. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152, 107047.
- Lyon, B. (2019). Evaluación de Riesgo Sísmico de Túneles Circulares en Depósitos de Suelo (Doctoral dissertation, Universidad del Desarrollo. Facultad de Ingeniería).
- Lu, C.C., Hwang, J.H., (2019). Nonlinear collapse simulation of Daikai Subway in the 1995 Kobe earthquake: Necessity of dynamic analysis for a shallow tunnel. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 87, 78–90.
- Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2007). Performance-based seismic bridge design for damage and loss limit states. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(13), 1953-1971.
- Mayoral, J. M., Argyroudis, S., & Castañon, E. (2016). Vulnerability of floating tunnel shafts for increasing earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 80, 1-10.

- McKenna F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Comput Sci Eng*;13(4):58–66.
- Montalva GA, Bastías N, Rodriguez-Marek A., (2017). Ground-motion prediction equation for the Chilean subduction zone. *Bull Seismol Soc Am* 2017;107(2):901–11. <https://doi.org/10.1785/0120160221>.
- Newmark, N.M., (1968). Problems in wave propagation in soil and rock. In: *Proceedings of International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, New Mexico, University of New Mexico Press.
- Nguyen, D. D., Park, D., Shamsher, S., Nguyen, V. Q., & Lee, T. H. (2019). Seismic vulnerability assessment of rectangular cut-and-cover subway tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 86, 247-261.
- O' Rourke, T. D., Goh, S. H., Menkiti, C. O., & Mair, R. J. (2001). Highway tunnel performance during the 1999 Duzce earthquake. In *Proceedings of the international conference on soil mechanics and geotechnical engineering (Vol. 2, pp. 1365-1368)*. AA BALKEMA PUBLISHERS.
- Osmi, S. C., Ahmad, S. M., & Adnan, A. (2015). Seismic fragility analysis of underground tunnel buried in rock. In *Proceedings International Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Springer, Germany.
- Owen, G.N., Scholl, R.E., (1981). *Earthquake engineering of large underground structures*. Federal Highway Administration and National Science Foundation.
- Park, K.H., Tantayopin, K., Tontavanich, B., Owatsiriwong, A., (2009). Analytical solution for seismic-induced ovaling of circular tunnel lining under no-slip interface conditions: a revisit. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 24 (2), 231–235.
- Penzien, J., (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* 29, 683–691.
- Pistolas, G. A., Tsinaris, A., Anastasiadis, A. & Pitilakis, K. (2014). Undrained dynamic properties of Hostun sand. *Proceedings of 7th Greek geotechnics conference*, Athens, Greece. Athens, Greece: Hellenic Society.
- Pitilakis, K. & Tsinidis, G. (2014). Performance and Seismic Design of Underground Structures. *Earthquake geotechnical engineering design*, (pp. 279–340).
- Porter, K. A. (2003). An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology. In *Proceedings ICASP9 - the 9th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*, San Francisco, California, USA, July 6-9, 2003 (pp. 973–980).
- Poulos A, Monsalve M, Zamora N, de la Llera JC., (2019). An updated recurrence model for Chilean subduction seismicity and statistical validation of its Poisson nature. *Bull Seismol Soc Am* 2019;109(1):66–74. <https://doi.org/10.1785/0120170160>.
- Power, M., Rosidi, D., Kaneshiro, J., (1998). Seismic vulnerability of tunnels-revisited. In: *Ozedimir, L., ŽEd... Proceedings of the North American Tunneling Conference*. Elsevier, Long Beach, CA, USA.

- Qiu, W., Huang, G., Zhou, H., & Xu, W. (2018). Seismic vulnerability analysis of rock mountain tunnel. *International Journal of Geomechanics*, 18(3), 04018002.
- Reiter, L., (1990). *Earthquake Hazard Analysis: Issues and Insights*. Columbia University Press, New York.
- RTRI, (2001). *Design Code for Tunnels in Urban Areas in Japanese*. Railway Technical Research Institute, Japan.
- Salmon, M., Wang, J., Jones, D., & Wu, C. (2003). Fragility formulations for the BART system. In *Advancing mitigation technologies and disaster response for lifeline systems* (pp. 183-192).
- Schiff, A. J., & Holzer, T. L. (1998). The Lorna Prieta, California, Earthquake/of October 17, 1989-Lifelines.
- Schwartz, C. W., & Einstein, H. H. (1980). *Improved design of tunnel supports: Volume 1-Simplified analysis for ground-structure interaction in tunneling* (No. DOT-TSC-UMTA-80-27-D). United States. Urban Mass Transportation Administration.
- Selva, J., Argyroudis, S., & Ptilakis, K. (2013). Impact on loss/risk assessments of inter-model variability in vulnerability analysis. *Natural hazards*, 67(2), 723-746.
- Sharma, S., & Judd, W. R. (1991). Underground opening damage from earthquakes. *Engineering geology*, 30(3-4), 263-276.
- Shibayama, S., Izawa, J., Takahashi, A., Takemura, J., Kusakabe, O., (2010). Observed behavior of a tunnel in sand subjected to shear deformation in a centrifuge. *Soils Found*. 50 (2), 281–294.
- Shome, N., & Cornell, C. A. (1999). Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. *Reliability of Marine Structures*. Program report no. RMS-35, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, CA.
- Strasser FO, Arango MC, Bommer JJ., (2010). Scaling of the source dimensions of interface and intraslab subduction-zone earthquakes with moment magnitude. *Seismol Res Lett* 2010;81(6):941–50. <https://doi.org/10.1785/gssrl.81.6.941>.
- St. John, C.M., Zahrah, T.F., (1987). A seismic design of underground structures. *Tunn. Undergr. Space Technol*. 2(2), 165–197.
- Stein, M. (1987). Large sample properties of simulations using Latin hypercube sampling. *Technometrics*, 29(2), 143-151.
- Stevens, P.R., (1977). A review of the effects of earthquakes on underground mines. United States Geological Survey Open File Report 77-313. US Energy Research and Development Administration, Reston, VA.
- Thomas A., (2018). *Sprayed Concrete Lined Tunnels*. CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9781482265682>.
- Tohda, J., Yoshimura, H., Ohsugi, A., Nakanishi, K., Inoue, Y., Ko, H.Y., Wallen, R.B., (2010). Centrifuge model tests on the dynamic response of sewer trunk culverts. In: Laue, J., Seward, L., Springman, S.M. (Eds.), *Modelling in geotechnics*. Taylor and Francis, London.

- Tsinidis, G., de Silva, F., Anastasopoulos, I., Bilotta, E., Bobet, A., Hashash, Y. M., ... & Fuentes, R. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. *Tunnelling and underground space technology*, 99, 103334.
- Tsinidis, G., Pitilakis, K., Anagnostopoulos, C., (2016). Circular tunnels in sand: Dynamic response and efficiency of seismic analysis methods at extreme lining flexibilities. *Bull. Earthq. Eng.* 14 (10), 2903–2929.
- Tsinidis, G., Pitilakis, K., Madabhushi, G., & Heron, C. (2015). Dynamic response of flexible square tunnels: centrifuge testing and validation of existing design methodologies. *Geotechnique*, 65(5), 401-417.
- Tsinidis, G., Pitilakis, K., Trikalioti, A.D., (2014). Numerical simulation of round robin numerical test on tunnels using a simplified kinematic hardening model. *Acta Geotech.* 9 (4), 641–659.
- Vapnik VN. (1995). *The nature of statistical learning theory*. New York: Springer.
- Visone C, Santucci de Magistris F. (2009). Mechanical behaviour of the Leighton Buzzard Sand 100/170 under monotonic, cyclic and dynamic loading conditions. In: Anidis 2009 - XIII Convegno ANIDIS-L'ingegneria Sismica in Italia" in Bologna.
- Wang, C.J., (2011). Seismic racking of a dual-wall subway station box embedded in soft soil strata. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 26 (1), 83–91.
- Wang, J. N. (1993). *Seismic design of tunnels: a state-of-the-art approach*, monograph, monograph 7. Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas Inc, New York.
- Wang, W. L., Wang, T. T., Su, J. J., Lin, C. H., Seng, C. R., & Huang, T. H. (2001). Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi earthquake. *Tunnelling and underground space technology*, 16(3), 133-150.
- Wang, Y., and Fang, K. T. (1981). "A note on uniform distribution and experimental design." *Kexue Tongbao*, 26(6), 65–70.
- Wang, Z.Z., Jiang, Y.J., Zhu, C.A., Sun, T.C., (2015). Shaking table tests of tunnel linings in progressive states of damage. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 50, 109–117.
- Werner, S.D., Taylor, C.E., Cho, S., Lavoie, J.-P., Huyck, C.K., Eitzel, C., Chung, H., Eguchi, R.T., (2006). *Redars 2 methodology and software for seismic risk analysis of highway systems*. Special report MCEER-060SP08. University of Buffalo, The State University of New York, USA.
- Xin, C.L., Wang, Z.Z., Zhou, J.M., Gao, B., (2019). Shaking table tests on seismic behavior of polypropylene fiber reinforced concrete tunnel lining. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 88, 1–15.
- Xu, H., Li, T., Xia, L., Zhao, J.X., Wang, D., (2016). Shaking table tests on seismic measures of a model mountain tunnel. *Tunn. Undergr. Sp. Tech.* 60, 197–209.
- Yamada, T., Nagatani, H., Igarashi, H., Takahashi, A., (2002). Centrifuge model tests on circular and rectangular tunnels subjected to large earthquake-induced deformation. In: Bakker, K.J., Bezuijen, A., Broere, W., Kwast, E.A. (eds.), *Proceedings of the Third Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, Taylor and Francis, The Netherlands, pp. 673–678.

Yang, D., Naesgaard, E., Byrne, P.M., Adalier, K., Abdoun, T., (2004). Numerical model verification and calibration of george massey tunnel using centrifuge models. *Can. Geotech. J.* 41, 921–942.

Yang Z, Elgamal A. (2003). *Command Manual and User Reference for OpenSees Soil Models and Fully Coupled Element Developed at. San Diego.*

Yashiro, K., Kojima, Y., & Shimizu, M. (2007). Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake. *Quarterly Report of RTRI*, 48(3), 136-141.

Yu, H., Yuan, Y., Xu, G., Su, Q., Yan, X., Li, C., (2016). Multi-point shaking table test for long tunnels subjected to non-uniform seismic loadings-part II: Application to the HZM immersed tunnel. *Soil Dyn. Earthquake Eng.* 108, 187–195.